

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Ana Paula Vargas de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO-CONCRETO**

Santa Maria, RS

2018

Ana Paula Vargas de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO-CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito parcial para a
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientadora: Prof^a Dr^a. Larissa Degliuomini Kirchhof

Santa Maria, RS

2018

Ana Paula Vargas de Oliveira

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA
AÇO-CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como requisito parcial para a
obtenção do título de Engenheira Civil.

Aprovado em 23 de Agosto de 2018:

Larissa Degliuomini Kirchhof, Prof. Dra. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

André Lübeck, Prof. Dr. (UFSM)

Júlia Favretto Machado, Prof. (UFSM)

Santa Maria, RS
2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por sempre iluminar o meu caminho.

Agradeço à Prof.^a Larissa Degliuomini Kirchhof, orientadora deste trabalho, pela dedicação, incentivo, disponibilidade e conhecimentos compartilhados.

Agradeço aos meus pais, Paulo e Ana Rita, que sempre me incentivaram e estiveram ao meu lado, prestando todo o apoio possível.

Agradeço aos meus irmãos, João Paulo e Ana Clara, pelo companheirismo e amizade.

Agradeço à minha família que, mesmo morando longe, sempre se mantiveram presentes, demonstrando zelo e preocupação.

Agradeço aos meus colegas da Engenharia Civil que tornaram o período da faculdade muito mais gratificante, cujo companheirismo foi essencial para a superação dos problemas ao longo do curso. Em especial, as amigas Karlla e Luara, pelo apoio e amizade.

Agradeço a todos os amigos, que sempre me incentivaram e me apoiaram nas minhas escolhas. Em especial, Silvia e Vitor, que sempre estiveram presentes, cujo suporte foi essencial durante toda esta jornada.

Agradeço aos meus colegas de empresa, G+R Incorporações, que durante o período de realização deste trabalho de conclusão me apoiaram.

RESUMO

DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO EM ESTRUTURA MISTA AÇO-CONCRETO

AUTORA: Ana Paula Vargas de Oliveira
ORIENTADORA: Larissa Degliuomini Kirchhof

Este trabalho aborda o dimensionamento de um pavimento tipo em estrutura mista. Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica que apresenta as principais características dos elementos que constituem o piso misto aço-concreto, ou seja, aspectos relacionados aos conectores de cisalhamento, às vigas mistas e lajes mistas *Steel Deck*. Nesse sentido, o objetivo principal é dimensionar o pavimento misto de um pavimento-tipo de um edifício exemplo proposto, de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), comparando-se os esforços solicitantes com os esforços resistentes. Com isso, inicialmente, foram apresentadas as considerações de projeto e, assim, foram realizados o lançamento da estrutura, bem como o pré-dimensionamento das vigas e lajes mistas. Para a análise, o pavimento tipo foi considerado não escorado durante a fase de construção e as vigas mistas foram dimensionadas como biapoiadas. Na sequência, são apresentadas as verificações para ELU e ELS, tanto na fase de construção, quanto na fase final, para todas as lajes e para uma das vigas do pavimento. E o dimensionamento das demais vigas foi apresentado em planilhas, no apêndice. Concluiu-se, dessa forma, que para o pavimento estudado, as seções transversais escolhidas atenderam os requisitos prescritos pela norma. Todas as lajes mistas foram especificadas com 14 cm de altura e a viga mista mais solicitada foi especificada com 61 cm de altura. Além disso, a utilização desse tipo de estrutura, viabilizou uma construção sem fôrmas e sem escoramento, o que mostra que o sistema misto apresenta vantagens de utilização frente a outros sistemas construtivos.

Palavras-chave: Piso misto aço-concreto; Vigas mistas; Lajes mistas *Steel Deck*; Dimensionamento de piso misto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos estruturais mistos aço-concreto: (a) pilares mistos, (b) vigas mistas e (c) fôrmas para lajes mistas.....	14
Figura 2 – Pavimento/piso misto: (a) convencional e (b) <i>slim floor</i>	15
Figura 3 – Seções de vigas mistas.....	16
Figura 4 – Comportamento de vigas mistas.....	18
Figura 5 – Largura efetiva da laje “b”.....	22
Figura 6 – Determinação da largura efetiva da laje.....	22
Figura 7 – Seção homogeneizada.....	23
Figura 8 – Distribuição das tensões na viga mista com LNP na laje de concreto.....	31
Figura 9 – Distribuição das tensões na viga mista com LNP na viga de aço.....	31
Figura 10 – Formas típicas de ligação em lajes mistas.....	38
Figura 11 – Detalhe de uma laje mista.....	40
Figura 12 – Seção transversal da fôrma colaborante.....	42
Figura 13 – Seções críticas da Laje mista.....	47
Figura 14 – Diagrama de tensões para momento positivo.....	49
Figura 15 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto.....	52
Figura 16 – Planta baixa do pavimento tipo.....	55
Figura 17 – Modelo estrutural adotado para as vigas do pavimento misto.....	56
Figura 18 – Lançamento dos pilares e vigas principais no pavimento tipo.....	57
Figura 19 – Disposição das lajes do pavimento tipo.....	58
Figura 20 – Lançamento das vigas secundárias no pavimento tipo.....	58
Figura 21 – Disposição das nervuras das lajes.....	59
Figura 22 – Seções de vigas no pavimento tipo.....	65
Figura 23 – Geometria escolhida para a fôrma da série MF-75.....	67
Figura 24 – Carregamentos e solicitações da laje L1 na fase final.....	70
Figura 25 – Dimensões e propriedades da viga de aço.....	74
Figura 26 – Carregamentos da VP4 na fase de construção.....	76
Figura 27 – Carregamentos da VP4 na fase final.....	76
Figura 28 – Ações permanente antes da cura do concreto.....	83

Figura 29 – Deformação da VP4 causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto.....	83
Figura 30 – Ações permanentes depois da cura do concreto.....	84
Figura 31 – Deformação da VP4 causada pelas ações permanentes depois da cura do concreto.....	84
Figura 32 – Ações variáveis de curta duração.....	84
Figura 33 – Deformação causada por ações variáveis de curta duração.....	85
Figura 34 – Ações variáveis de longa duração.....	85
Figura 35 – Deformação causada por ações variáveis de longa duração.....	85
Figura 36 – Detalhamento e dimensões adotadas para a seção transversal escolhida.....	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada.....	40
Tabela 2 – Cargas e vãos máximos para lajes <i>steel deck</i> MF-75.....	64
Tabela 3 – Reações máximas de apoio para a MF-75.....	66
Tabela 4 - Propriedades dos elementos que compõem a viga mista.....	73

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada.....	24
Quadro 2 – Coeficiente de ponderação das ações.....	61
Quadro 3 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2	62
Quadro 4 – Combinações das ações atuantes nas lajes na fase final.....	64
Quadro 5 – Combinações últimas de construção das ações atuantes nas lajes na fase de construção.....	67
Quadro 6 – Deslocamentos das lajes na etapa de construção.....	68
Quadro 7 – Resumo dos carregamentos sobre as lajes.....	69
Quadro 8 – Solicitações das lajes na fase final.....	69
Quadro 9 – Verificação ao momento fletor resistente.....	71
Quadro 10 – Verificação ao cisalhamento longitudinal.....	71
Quadro 11 – Limite da força cortante para a fôrma MF-75.....	72
Quadro 12 – Verificação ao cisalhamento vertical.....	72
Quadro 13 – Deslocamentos das lajes na fase final.....	73
Quadro 14 – Reações das vigas que contribuem para o carregamento da viga VP4.....	75
Quadro 15 – Ações solicitantes da VP4.....	75
Quadro 16 – Solicitações da VP4.....	77

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA	12
1.2	OBJETIVOS	13
1.2.1	Objetivos Gerais	13
1.2.2	Objetivos Específicos	13
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	13
2	PAVIMENTOS MISTOS AÇO-CONCRETO	14
2.1	INTRODUÇÃO	14
2.2	VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO.....	16
2.2.1	Comportamento Estrutural da Seção Mista	17
2.2.2	Vigas biapoiadas e vigas mistas contínuas	19
2.2.3	Dimensionamento de vigas mistas aço-concreto	20
2.2.3.1	<i>Tipos de seção quanto à flambagem local</i>	20
2.2.3.2	<i>Largura efetiva da laje</i>	21
2.2.3.3	<i>Seção Homogeneizada</i>	23
2.2.3.4	<i>Efeitos de curta e longa duração do concreto</i>	25
2.2.3.5	<i>Grau de interação</i>	26
2.2.3.6	<i>Fase de Construção</i>	27
2.2.3.7	<i>Fase Final</i>	28
2.2.3.7.1	<i>Resistência ao Momento fletor</i>	28
2.2.3.7.2	<i>Resistência ao Cisalhamento Vertical</i>	33
2.2.3.7.3	<i>Deslocamento Máximo</i>	33
2.3	CONNECTORES DE CISALHAMENTO	34
2.3.1	Dimensionamento dos conectores	35
2.3.1.1	<i>Número de conectores</i>	35
2.3.1.2	<i>Espaçamento e limitações</i>	37
2.4	LAJE MISTA.....	37
2.4.1	Vantagens e Desvantagens	39
2.4.2	Componentes	40
2.4.2.1	<i>Chapa</i>	41
2.4.2.2	<i>Concreto</i>	43
2.4.2.3	<i>Armadura</i>	44
2.4.3	Dimensionamento de lajes mistas aço-concreto	44
2.4.3.1	<i>Fase de Construção</i>	45

2.4.3.1.1	Estados limites últimos	45
2.4.3.1.2	Estados limites de serviço	46
2.4.3.2	<i>Fase Final</i>	46
2.4.3.2.1	Estados limites últimos	47
2.4.3.2.1	Estados limites de serviço	52
3	ESTUDO DE CASO	55
3.1	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	55
3.2	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	57
3.3	AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES	59
3.3.1	Ações permanentes	59
3.3.2	Ações variáveis	60
3.3.3	Combinações	60
3.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	63
4	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL	66
4.1	LAJES MISTAS AÇO-CONCRETO.....	66
4.1.1	Verificação da espessura da fôrma	66
4.1.2	Verificações na Fase de Construção	67
4.1.2.1	<i>Combinação de ações</i>	67
4.1.2.2	<i>Estado limite de serviço (ELS)</i>	68
4.1.3	Verificações na Fase final	69
4.1.3.1	<i>Levantamento dos esforços solicitantes nas lajes</i>	69
4.1.3.2	<i>Estado Limite Último (ELU)</i>	70
4.1.3.3	<i>Estado Limite de Serviço (ELS)</i>	72
4.2	VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO.....	73
4.2.1	Classificação da seção quanto à flambagem local e cálculo da largura efetiva	74
4.2.2	Verificação dos Esforços solicitantes – Fase de Construção e Final ..	75
4.2.2.1	<i>Carregamento</i>	75
4.2.2.2	<i>Combinação de ações</i>	76
4.2.3	Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU)	77
4.2.3.1	<i>Resistência ao momento fletor</i>	77
4.2.3.1.1	Fase de construção	77
4.2.3.1.2	Fase final.....	77
4.2.3.2	<i>Resistência ao cisalhamento</i>	79
4.2.4	Verificação dos Estados limites de serviço (ELS)	80
4.2.4.1	<i>Determinação das propriedades geométricas</i>	80
4.2.4.2	<i>Verificação da flecha máxima</i>	82

4.3	CONECTORES DE CISALHAMENTO	86
4.3.1	Definição do número de conectores	86
4.3.2	Definição da altura do conector	87
4.4	DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL UTILIZADA	87
5	CONCLUSÃO	88
	REFERÊNCIAS	89
	APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS	93
	APÊNDICE B - Exemplo de cálculos para as lajes mistas	97

1 INTRODUÇÃO

Um elemento estrutural formado por aço e concreto é denominado elemento misto somente quando ocorre o comportamento conjunto entre os dois materiais. Como na grande maioria das vezes, a aderência natural entre aço e concreto não é suficiente para garantir o comportamento conjunto, são utilizados dispositivos mecânicos que têm a função de resistir aos esforços de cisalhamento na interface aço-concreto (DENARDIN *et al.*, 2008).

Historicamente, estruturas de aço e de concreto vêm sendo amplamente empregadas, em todo o mundo, há mais de 100 anos. No entanto, apenas a partir da década de 60 foi que os sistemas mistos aço-concreto passaram a ser considerados trabalhando conjuntamente (QUEIROZ *et al.*, 2012a). Alva (2000) afirma que, no Brasil, as primeiras estruturas mistas, como pequenos edifícios e pontes, foram construídas entre os anos de 1950 e 1960.

Dessa forma, estruturas mistas aço-concreto vem conquistando o seu espaço no mercado da construção civil no Brasil (CABRAL *et al.*, 2016). Atualmente, mesmo em edifícios cuja estrutura seja construída primordialmente com aço, pode-se afirmar que, em quase sua totalidade, as vigas são projetadas e executadas como vigas mistas (QUEIROZ *et al.*, 2012a).

Além disso, uma pesquisa realizada pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) e pela Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCCEM), em 2016, mostrou que há no mercado 121 fabricantes cadastrados, de telhas de aço e de fôrmas colaborantes *steel deck*, fato que favorece o uso de lajes mistas. No entanto, a produção desses materiais ainda está concentrada nas regiões Sul e Sudeste, que juntas, somam 85% da produção brasileira.

As vantagens da utilização de estruturas mistas são relativas à qual estrutura se compara. Com relação às comparações com o concreto armado, o uso de estrutura mista possibilita reduzir os prazos de execução da obra e reduzir o peso da estrutura que, conseqüentemente reduz os custos com fundação. Além disso, viabiliza uma construção sem formas e escoramentos. Com relação ao aço, é possível reduzir as proteções contra incêndio e corrosão, além de reduzir consideravelmente o consumo de aço estrutural (QUEIROZ *et al.*, 2012a).

Em contrapartida, a construção de uma estrutura mista requer mão de obra especializada se comparada com construções em concreto armado, além de exigir grande precisão no processo produtivo (MARASCHIN, 2014).

No Brasil, de acordo com Alva (2000), as estruturas mistas foram normatizadas pela primeira vez em 1986 pela NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios – Procedimento, a qual abordou o dimensionamento e execução somente dos elementos mistos submetidos à flexão (vigas mistas). No entanto, apenas em 2008, elementos mistos aço-concreto, como lajes mistas e pilares mistos foram na edição da ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

1.1 JUSTIFICATIVA

Considerando o presente cenário da construção civil no Brasil, onde se busca projetos mais otimizados, constata-se a crescente demanda de sistemas mistos na construção de edifícios de múltiplos andares e pontes. Desse modo, entender o comportamento do sistema misto e os requisitos necessários para o atendimento da segurança estrutural, torna-se necessário.

Além disso, a ideia de realizar um trabalho que abordasse estruturas mistas aço-concreto também surgiu devido à percepção de que, no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), não é abordado o dimensionamento de estruturas desse tipo. Apesar da existência de uma disciplina “Estruturas de aço e madeira”, a carga horária desta não permite maiores aprofundamentos em estruturas metálicas e/ou mistas.

Portanto, buscou-se elaborar um trabalho que possibilitasse o estudo de pisos mistos aço-concreto, abordando o dimensionamento dos elementos que os constituem.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Gerais

Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo de um pavimento em estrutura mista de aço e concreto. Serão abordados as características principais e os elementos estruturais que compõem o sistema assim como o processo de dimensionamento do pavimento.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do trabalho são apresentar as diretrizes para o dimensionamento nos ELU e ELS e realizar as análises e verificações necessárias de:

- Vigas mistas;
- Lajes mistas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 1, são abordadas as vantagens e desvantagens do sistema misto.

No capítulo 2, será apresentada a revisão bibliográfica sobre estruturas mistas, vigas e lajes mistas aço-concreto. Serão apresentados alguns aspectos gerais da utilização de cada elemento estrutural, bem como vantagens e a metodologia para o dimensionamento.

No capítulo 3 serão apresentadas as considerações do projeto usado como exemplo para o dimensionamento do piso misto aço-concreto, assim como o lançamento da estrutura e o pré-dimensionamento dos elementos.

O capítulo 4 trata sobre as verificações necessárias para o dimensionamento, seguindo as normas vigentes regulamentadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

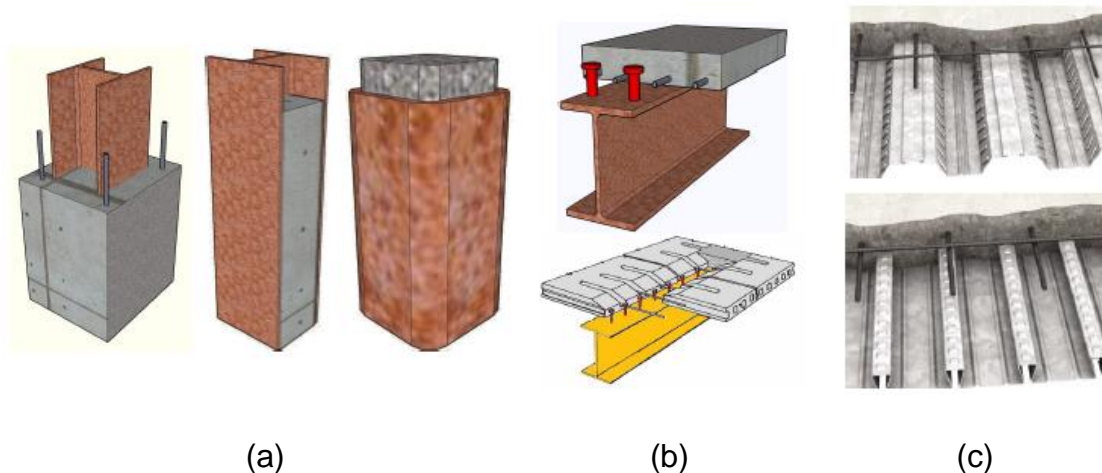
Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as considerações finais acerca dos resultados encontrados.

2 PAVIMENTOS MISTOS AÇO-CONCRETO

2.1 INTRODUÇÃO

Os sistemas mistos de aço e concreto são assim denominados pois os perfis de aço, que constituem a estrutura mista, trabalham conjuntamente com o concreto, formando elementos estruturais como pilares mistos, vigas mistas e lajes mistas (QUEIROZ *et al.*, 2012a). A Figura 1 ilustra exemplos desses elementos estruturais.

Figura 1 – Elementos estruturais mistos aço-concreto: (a) pilares mistos, (b) vigas mistas e (c) fôrmas para lajes mistas.



Fonte: De Nardin *et al.* (2008)

Nos pilares mistos (Figura 1a), o perfil de aço é revestido total ou parcialmente com concreto, sendo esse perfil normalmente do tipo H. Nas vigas mistas, o perfil de aço trabalha com uma laje de concreto sobreposta, sendo possível que essa laje seja mista, constituída de uma fôrma de aço conformada a frio (FAKURY *et al.*, 2016).

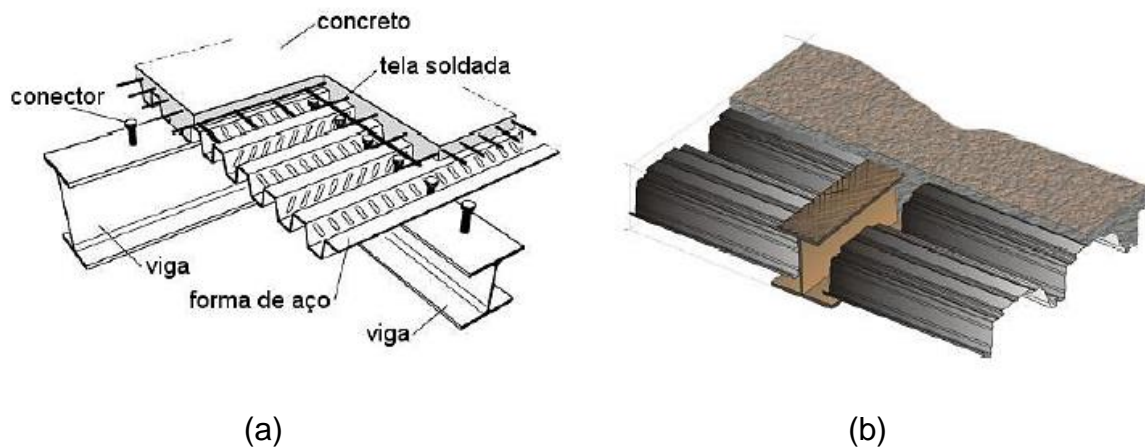
Nos sistemas estruturais com elementos mistos de aço e concreto, podem ser utilizados diversos modelos estruturais, com vistas a resistir aos esforços oriundos das ações horizontais e verticais. Carini (2014) apresenta as principais categorias desses sistemas resistentes a carregamentos horizontais, sendo eles: sistema de pórticos rígidos, sistemas treliçados e sistemas com núcleo rígido. Este último, proporciona estabilidade lateral necessária à estrutura, podendo resistir a todo o carregamento horizontal e à torção. Desse modo, os outros elementos da estrutura podem resistir

somente ao carregamento vertical, possibilitando ligações flexíveis na periferia e pilares mais esbeltos.

Em relação às estruturas de piso para edificações, além destas transferirem as cargas verticais aos pilares, também se comportam como diafragmas, distribuindo as ações do vento aos pilares e subestruturas de contraventamento (ALVA, 2000). Os sistemas horizontais são, em geral, compostos de vigas principais e secundárias associadas a painéis de laje de concreto armado.

De acordo com Ramos (2010), em um pavimento/piso misto, a laje de concreto (ou mista) é posicionada sobre a viga e a ligação entre esses elementos é garantida por meio de conectores de cisalhamento. Quando há limitação do pé-direito do pavimento, podem ser utilizados pisos mistos de pequena altura, conhecidos como *slim floor*. Nesse tipo de sistema, a laje é embutida no mesmo plano da viga e os conectores de cisalhamento são colocados nas faces internas do perfil. Com isso, a altura total do piso é reduzida e o aspecto final é semelhante ao de um piso/pavimento com laje plana. A Figura 2 ilustra esses tipos de pavimentos mistos.

Figura 2 – Pavimento/piso misto: (a) convencional e (b) *slim floor*.



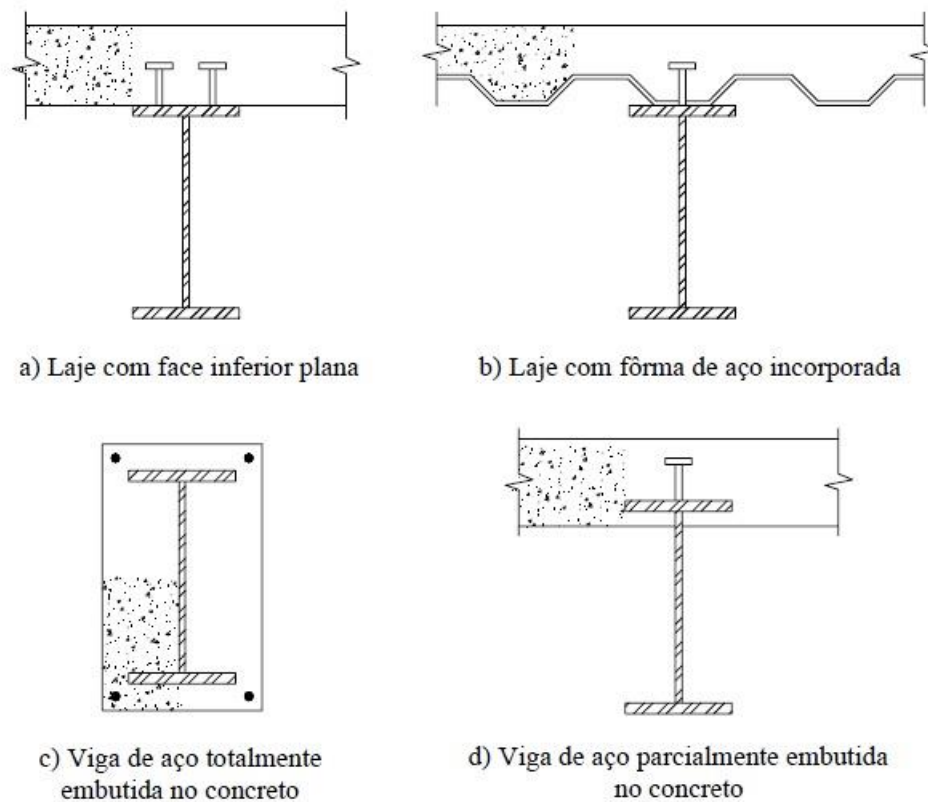
Fonte: Ramos (2010).

A seguir, serão apresentados os elementos estruturais que compõem o pavimento misto, bem como serão apresentados os critérios de dimensionamento, de acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

2.2 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Vigas mistas de aço e concreto são elementos constituídos de um perfil de aço com uma laje de concreto, sendo interligados por conectores de cisalhamento soldados à mesa superior do perfil. As lajes de concreto podem ser moldadas *in loco*, de elementos pré-fabricados, ou ainda, com fôrma de aço incorporada. Na Figura 3, são apresentadas as seções de vigas mistas mais utilizadas.

Figura 3 – Seções de vigas mistas.



Fonte: Adaptada de MALITE, 1990, p. 9.

Geralmente com perfil do tipo "I", as vigas mistas podem ser projetadas de duas formas: simplesmente apoiadas ou contínuas. Usualmente considerada simplesmente apoiada, segundo Vasconcellos (2006), nesse caso, a viga encontra-se predominantemente tracionada e a laje de concreto comprimida, contribuindo para uma maior eficiência do sistema misto. Já a viga contínua apresenta vantagem em relação à estabilidade global da estrutura, contribuindo com a rigidez do sistema (ALVA, 2000).

Dentre as vantagens de se utilizar vigas mistas, Cabral (2016) cita a eficiência e a rapidez da execução, devido ao fato de não se utilizarem fôrmas convencionais nesse tipo de viga, e faz um comparativo do custo em relação à viga de aço, sendo a viga mista mais vantajosa nesse quesito. Ainda nesse comparativo, Alva e Malite (2005) expõem vantagens estruturais da viga mista, já que a flambagem lateral com torção (FLT) e a flambagem local da mesa (FLM) e da alma (FLA) são amenizadas ou impedidas. Por isso, este tipo de viga acrescenta resistência e rigidez à seção.

Além disso, mesmo em obras de pequeno porte, o uso da viga mista é vantajoso. Ela possibilita a utilização de elementos estruturais de baixa altura, - resultando em economia de material - e também possibilita vencer grandes vãos (VASCONCELLOS, 2006).

Em relação a questões construtivas, vigas construídas com escoramento são mais adequadas quando precisa-se limitar os deslocamentos verticais na fase de construção. Em contrapartida, o não escoramento se faz apropriado quando o canteiro de obra apresenta restrições de espaço ou também quando pretende-se evitar custos com escoramento (PFEIL e PFEIL, 2016).

2.2.1 Comportamento Estrutural da Seção Mista

Para o dimensionamento de vigas mistas submetidas à flexão, é preciso definir o tipo de ligação existente entre o aço e o concreto, como vistas a determinar como as tensões se distribuem ao longo da seção. Dessa forma, tem-se duas situações conhecidas para esse caso: a interação completa e a interação parcial.

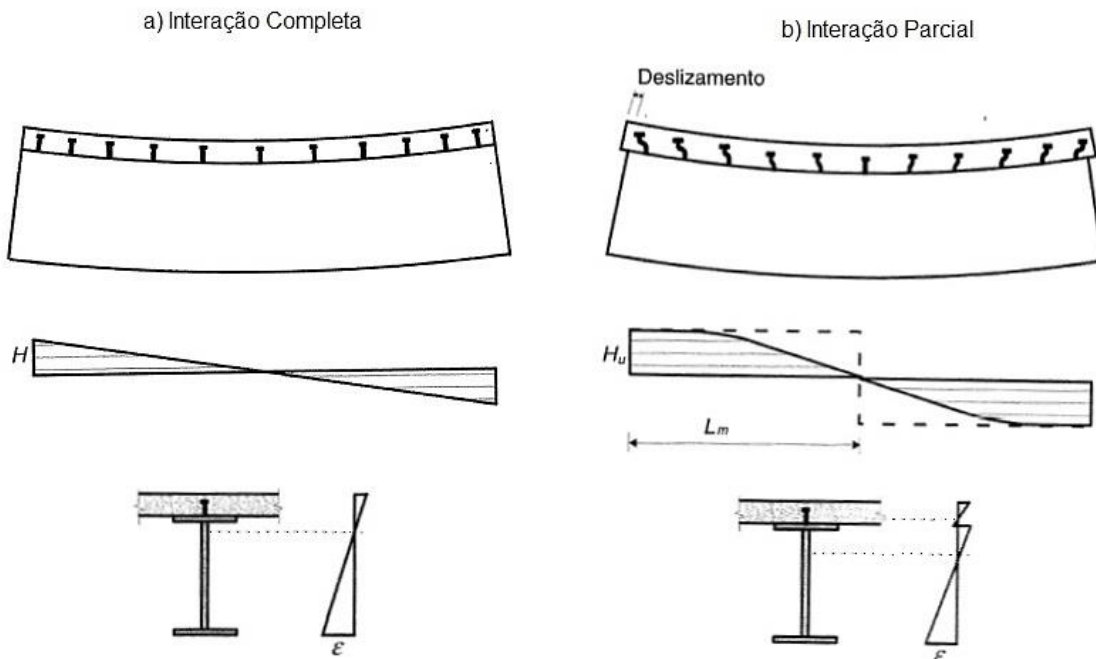
No caso de interação completa ou total, conforme Alva (2000), não há escorregamento longitudinal nem afastamento vertical relativo, pois considera-se uma ligação perfeita entre aço e concreto. Com isso, verifica-se apenas uma linha neutra, como observado na Figura 4a. Os esforços cisalhantes longitudinais são transferidos linearmente para os conectores, sendo que os posicionados nas extremidades da viga são os mais solicitados, já que esse esforço é proporcional ao diagrama de esforço cortante da viga. Os conectores apresentam uma pequena deformação, o que garante a ausência de deslizamento na interface aço-concreto.

No entanto, nesse caso, Pfeil e Pfeil (2016) apontam que a viga atinge seu momento fletor resistente com a plastificação da seção. Com isso, o acréscimo de conectores para a ligação não resulta em uma resistência à flexão maior.

Já no caso de interação parcial, conforme ilustrado na Figura 4b, a viga mista apresenta um número menor de conectores de cisalhamento, o que torna essa ligação mais econômica (PFEIL; PFEIL, 2016). Nesse caso, o momento fletor resistente da viga é função da resistência ao cisalhamento horizontal dos conectores.

Em vigas com interação parcial, o efeito do escorregamento relativo ao nível da ligação aço-concreto afeta a distribuição de tensões na seção e a deformabilidade das vigas, o que deve ser verificado com atenção na verificação ao estado limite de serviço (ELS) para deslocamentos excessivos (ALVA e MALITE, 2005).

Figura 4 – Comportamento de vigas mistas



Fonte: Adaptada de PFEIL, 2016, p. 267.

A partir da análise da Figura 4, é possível analisar, pelo diagrama de deformações que na interação total a flexão se dá em torno do eixo que passa pelo centroide da seção mista. No caso de interação parcial, o diagrama de deformações apresenta descontinuidade e pode-se observar duas linhas neutras.

Na interação completa, segundo o que é descrito na ABNT NBR 8800 (2008, p. 169), “os conectores situados na região de momento positivo têm resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor”. Já na interação parcial, a resistência de cálculo dos conectores é menor do que ambas as resistências mencionadas anteriormente.

As características dos conectores de cisalhamento, assim como o dimensionamento, a quantidade e a distribuição, serão apresentadas na seção 2.3.

2.2.2 Vigas biapoiadas e vigas mistas contínuas

Quando as vigas são biapoiadas, os materiais que a constituem trabalham da maneira mais adequada, pois esses elementos estruturais são submetidos exclusivamente a momento fletor positivo (ALVA; MALITE, 2005), onde aplica-se compressão na mesa de concreto e tração no perfil metálico. A ABNT NBR 8800 (2008, p.168) ainda cita que “as vigas biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas”.

De acordo com Fabrizio (2007), há três situações possíveis para as vigas submetidas apenas a momento fletores positivos:

- Linha neutra situada na mesa de concreto, onde o perfil de aço está totalmente tracionado e apenas a parte comprimida do concreto é considerada;
- Linha neutra situada na mesa superior do perfil, onde parte desta está comprimida. No entanto, por estar travada lateralmente pelo concreto, os efeitos de flambagem são reduzidos;
- Linha neutra situada na alma do perfil, situação em que se deve verificar a flambagem local ou lateral por distorção.

Considerando-se vigas contínuas, na região de momento negativo, o comportamento é determinado pela tração da mesa de concreto e, como resultado, sua fissuração. Pfeil e Pfeil (2016, p. 271) comentam que “a mesa comprimida (inferior) da seção de aço está livre e, portanto, fica sujeita à flambagem local”. E

ainda, a viga fica sujeita à flambagem lateral por distorção em que a mesa inferior comprimida desloca-se lateralmente e a alma deforma-se por flexão.

No cálculo da resistência, considera-se apenas a armadura longitudinal distribuída na largura efetiva da laje e devidamente ancorada, isto é, a resistência do concreto à tração é desprezada (Fabrizzi, 2007).

2.2.3 Dimensionamento de vigas mistas aço-concreto

A seguir, serão apresentados os requisitos necessários para o dimensionamento de vigas mistas aço-concreto, de acordo com a NBR 8800 (2008). Visando usufruir das vantagens de se utilizar sistemas mistos de aço e concreto, neste trabalho, o dimensionamento será realizado considerando apenas vigas não escoradas.

2.2.3.1 Tipos de seção quanto à flambagem local

Em relação ao efeito de flambagem local, pela esbeltez da alma, pode-se classificar as seções da viga mista em compactas e semicompactas, de acordo com a NBR 8800 (2008, p. 168). Para as vigas de alma cheia (perfil I) biapoiadas, a relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) deve ser igual ou inferior a $5,7\sqrt{E_a/f_y}$, condição para que a alma do perfil não seja esbelta. Para o dimensionamento, pode-se usar as propriedades:

- Plásticas da seção mista, se as vigas forem compactas: $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E_a/f_y}$. Situação em que não ocorre flambagem local da alma antes da plastificação total da seção;
- Elásticas da seção mista, se as vigas forem semicompactas: $5,70\sqrt{E_a/f_y} > h/t_w > 3,76\sqrt{E_a/f_y}$. Situação em que a flambagem local ocorre antes da plastificação total da seção.

Em que:

h é a distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados. Já nos perfis laminados, h é a distância entre as faces internas das mesas, menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma;

t_w é a espessura da alma;

E_a é o módulo de elasticidade do aço.

No caso das vigas mistas de alma cheia do tipo contínuas, se $h_p/t_w \leq 3,76\sqrt{E_a/f_y}$ e $b_f/t_f \leq 0,38\sqrt{E_a/f_y}$, as vigas são compactas e os esforços internos podem ser determinados por análise rígido-plástica.

Em que:

h_p é o dobro da altura da parte comprimida da alma, com a posição da linha neutra plástica (LNP) determinada para uma seção mista sujeita a momento negativo;

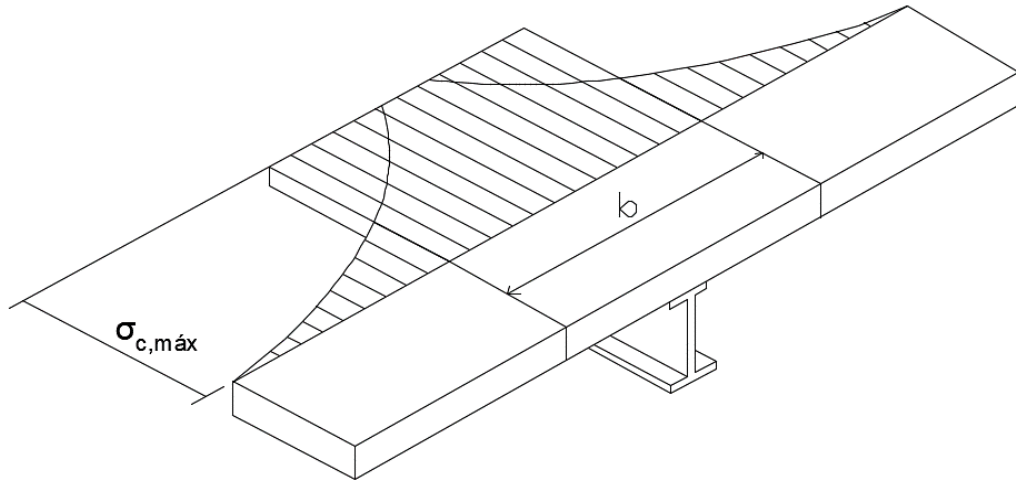
b_f é a largura da mesa do perfil de aço;

t_f é a espessura da mesa do perfil de aço.

2.2.3.2 *Largura efetiva da laje*

Quando a laje de concreto trabalha com o perfil de aço na flexão, a tensão normal de compressão é máxima sobre a mesa superior do perfil e decresce não linearmente à medida que se afasta dessa mesa. O diagrama de tensão não uniforme é substituído por um diagrama equivalente, para tornar mais prático o cálculo. Tem-se, então uma tensão constante igual a $\sigma_{c,máx}$ em uma largura de laje b , denominada largura efetiva, conforme ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Largura efetiva da laje “b”.

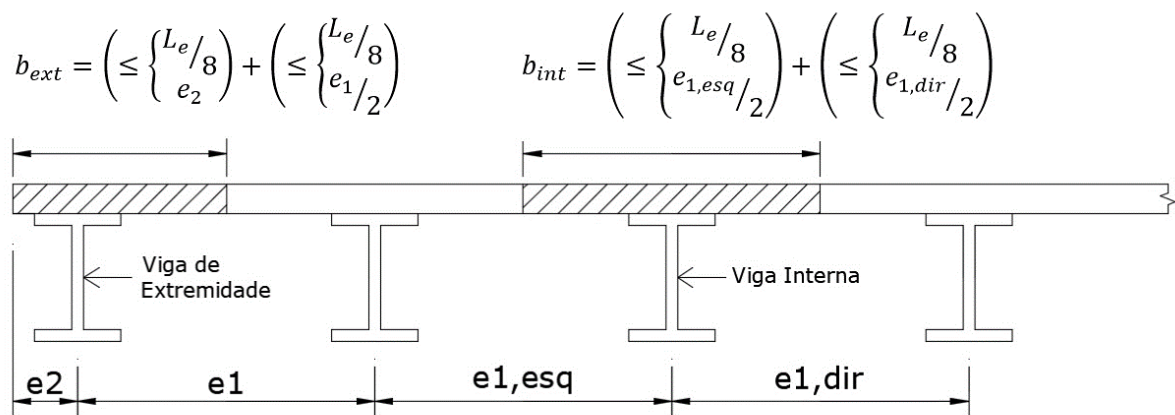


Fonte: Adaptada de FAKURY et al., 2016, p. 397.

No entanto, a NBR 8800 (2008, p.173), para simplificar a obtenção da largura efetiva, permite-se tomar esse valor, de cada lado da linha de centro da viga, como igual ao menor dos seguintes:

- 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro dos apoios;
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ($e_1/2$ na figura 6);
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço (e_2 na figura 6).

Figura 6 – Determinação da largura efetiva da laje.



Fonte: Adaptada de FAKURY et al., 2016, p. 398.

2.2.3.3 Seção Homogeneizada

Para se determinar as tensões e deformações em regime elástico, utiliza-se as propriedades geométricas da seção mista homogeneizada. Para isso, transforma-se a seção de concreto em uma seção equivalente de aço, dividindo sua largura efetiva pela razão modular (ABNT, 2008, p. 169):

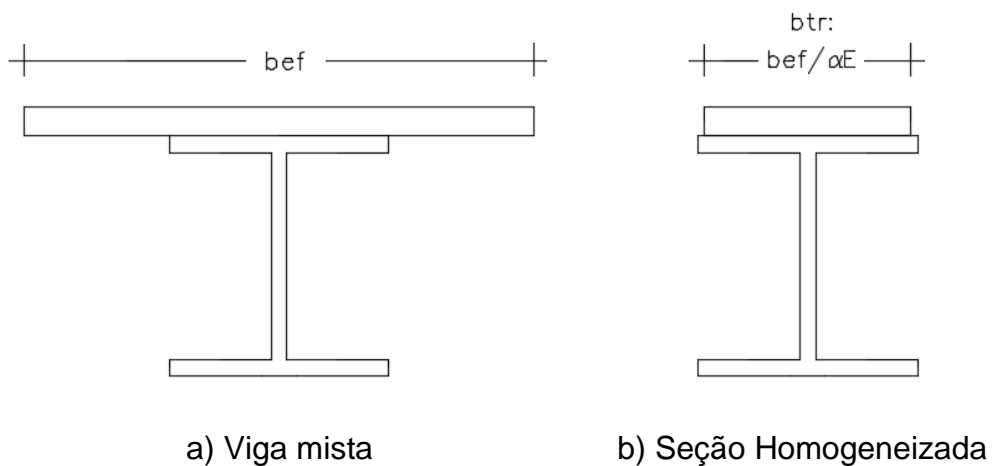
$$\alpha_E = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{E_a}{E_c} \quad (1)$$

Onde:

E_a é o módulo de elasticidade do aço, igual a 200.000 MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

Figura 7 – Seção homogeneizada



Fonte: Adaptada de Pfeil e Pfeil, 2016 (p. 275)

- *Propriedades geométricas da seção*

No quadro a seguir, serão apresentados os cálculos necessários para se obter os módulos resistentes elásticos da seção homogeneizada tanto para o caso em que a linha neutra elástica passa pelo perfil de aço quanto para o caso em que passa pela laje de concreto:

Quadro 1 – Propriedades geométricas da seção homogeneizada

LNE no perfil de aço	LNE na laje de concreto
Posição da LNE: $y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} \times t_c (d + h_F + t_c / 2)}{A_a + b_{tr} \times t_c}$	
Altura comprimida do concreto da laje: $a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} \leq t_c$	
Momento de inércia: $I_{tr} = I_x + A_a (y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \times a^3}{12} + A_{c,tr} (d + h_F + t_c - a/2 - y_{tr,i})^2$	
Módulo de resistência elástico inferior: $W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}}$ Módulo de resistência elástico superior: $W_{tr,s} = \frac{I_{tr}}{d + h_F + t_c - y_{tr,i}}$	

Fonte: Adaptado de Fakury *et al.*, 2016 (p. 413)

Sendo que:

b_{tr} é a largura transformada;

d é a altura do perfil de aço;

h_F é a altura da fôrma de aço da laje mista;

t_c é a altura da laje de concreto;

y_a é a distância do centro geométrico até a parte inferior do perfil de aço;

A_a é a área do perfil de aço;

I_x é o momento de inércia do perfil de aço;

I_{tr} é o momento de inércia da seção transformada;

$A_{c,tr}$ é a área de concreto considerando a largura transformada.

2.2.3.4 Efeitos de curta e longa duração do concreto

Para o cálculo de tensões e deformações devidas as cargas de curta duração, a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 13) indica para o valor médio do módulo secante do concreto a expressão:

$$E_{c0} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2)$$

Para as cargas de longa duração, deve-se considerar o efeito da fluência do concreto. Como demonstrado por Pfeil e Pfeil (2016), a deformação plástica ε_{cc} vale φ vezes a deformação elástica ε_{c0} , onde a deformação total $\varepsilon_{c\infty}$ é igual a:

$$\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0}(1 + \varphi) \quad (3)$$

Reescrevendo a equação $E = \sigma/\varepsilon$, resultam as expressões:

$$E_{c\infty} = \frac{E_{c0}}{1+\varphi} \quad (4)$$

$$\alpha_{\infty} = \alpha(1 + \varphi) \quad (5)$$

Onde:

φ é o coeficiente de fluência, recomendado por Pfeil e Pfeil (2016), um valor médio de $\varphi = 2$, referente a cargas aplicadas ao concreto a partir de 28 dias;

$\varepsilon_{c\infty}$ é a deformação total;

ε_{c0} é a deformação elástica;

ε_{cc} é a deformação plástica.

De acordo com Pfeil e Pfeil (2016), pode-se recomendar um valor médio de $\varphi = 2$, referente a cargas aplicadas ao concreto a partir de 28 dias, resultando na expressão:

$$\alpha_{\infty} = \alpha(1 + 2) = 3\alpha \quad (6)$$

2.2.3.5 Grau de interação

O grau de interação existente entre os elementos aço e concreto está relacionado com a eficiência do comportamento das vigas mistas. O uso de conectores de cisalhamento permite a existência de ligação mecânica entre a laje de concreto e o perfil de aço. Na superfície de contato entre os dois materiais, se desenvolve um esforço horizontal (F_{hd}), que reduz ou impede o deslizamento relativo.

O valor do esforço horizontal (F_{hd}), é dado por:

$$F_{hd} \leq \begin{cases} C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_{ef} \times t_c \\ T_{cd} = A_a \times f_{yd} \end{cases} \quad (7)$$

Onde:

b_{ef} é a largura efetiva;

A_a é a área do perfil de aço;

C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço.

O grau de interação da viga é dado por:

$$\alpha = \frac{n \times Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (8)$$

Onde:

Q_{Rd} é a força resistente de cálculo de um conector, demonstrada em 2.3.1.

Grau de interação mínimo ($\alpha_{mín}$) para perfis de aço que possuem mesas de áreas iguais:

$$\alpha_{mín} \leq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578f_y} (0,75 - 0,03L_e) \\ 0,40 \end{cases} \quad \text{para } L_e \leq 25m \quad (9)$$

Onde:

L_e é o comprimento do trecho de momento positivo, em metros.

2.2.3.6 Fase de Construção

Considerando que o pavimento não seja escorado, na fase de construção, as vigas precisam resistir isoladamente aos carregamentos do peso próprio da laje, do concreto fresco, da sobrecarga de construção e também do seu peso próprio. Nessa fase, precisa-se verificar o perfil quanto à flambagem local da mesa e da alma e flambagem lateral com torção (ABNT, 2008). No entanto, como a mesa comprimida do perfil de aço está conectada à laje de concreto, não haverá flambagem lateral, pois existe contenção lateral.

Ainda para essa fase, é realizada a verificação do momento resistente, do esforço cortante e da deformação inicial, conforme a ABNT NBR 8800:2008, para vigas de aço isoladas.

- *Resistência ao Momento fletor*

Nas seções compactas, o momento resistente de projeto é dado por:

$$R_{dm} = \frac{M_p}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

Onde:

M_p é o momento de plastificação total da seção;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento, igual a 1,1;

Z é o módulo de resistência plástico da seção em torno do eixo de flexão.

- *Resistência ao Cisalhamento vertical*

A resistência de projeto ao esforço cortante é dada por:

$$R_{dv} = \frac{V_p}{\gamma_{a1}} = 0,6 \times f_y \times A_w \quad (11)$$

Onde:

V_p é a força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento;

A_w é a área efetiva de cisalhamento, ou seja, a área da alma considerando toda a altura da seção, dada por $A_w = d \times t_w$.

- *Deslocamento Máximo*

Para as condições usuais referentes ao estado limite de serviço (ELS) de deslocamento máximo das vigas tem-se que: os valores dos deslocamentos obtidos com as combinações de serviço de ações devem ser iguais ou superiores aos valores limites apresentados na NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 117). Para vigas de piso, tem-se o deslocamento máximo de $L/350$, em que L é o vão teórico entre apoios da viga.

2.2.3.7 Fase Final

Após o concreto atingir 75% da sua resistência, a laje mista passa a contribuir com o perfil metálico e a estrutura apresenta comportamento misto. Para as verificações quanto aos estados limites últimos, deve-se verificar a resistência ao momento fletor e ao esforço cortante para vigas biapoiadas.

Para estabelecer o momento fletor resistente, primeiramente, define-se a largura efetiva da laje, que indica a largura de laje que contribui para a resistência da seção mista, e o grau de interação entre o perfil metálico e a laje. No cálculo do cisalhamento resistente da viga mista, considera-se apenas a resistência do perfil metálico.

2.2.3.7.1 Resistência ao Momento fletor

O cálculo do momento fletor depende da ocorrência de flambagem local da alma do perfil de aço (item 2.2.3.1.), da posição da LNP, da interação entre aço e concreto e da ocorrência de escoramentos. Além disso, serão apresentados os critérios para o dimensionamento ao momento fletor das seções compactas, visto que os perfis analisados no catálogo da GERDAU (2017) se enquadram nessa classificação. Nesse caso, considera-se a seção mista totalmente plastificada.

Momento fletor para seção de aço compacta e interação completa

Na interação completa ($\alpha \geq 1$), a máxima força de plastificação de cálculo que pode atuar na laje de concreto é $C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_{ef} \times t_c$ e, no perfil de aço, $T_{ad} = A_a \times f_{yd}$. Analisando esses valores, obtém-se a posição da LNP. A seguir, será demonstrada a determinação do momento fletor para cada posição possível (FAKURY *et al.*, 2016):

- a) LNP na laje: Se $C_{cd} > T_{ad}$, a linha neutra plástica passa pela laje de concreto (Figura 8). De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 175), a posição da LNP e o momento fletor resistente de cálculo são calculados por:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85f_{cd}b} \leq t_c \quad (12)$$

$$M_{Rd} = T_{ad}(d_1 + h_F + t_c - a/2) \quad (13)$$

- b) LNP no perfil: Se $C_{cd} < T_{ad}$, a linha neutra plástica passa pela alma ou pela mesa superior do perfil de aço (Figura 9). Para se obter a posição da LNP medida a partir do topo do perfil de aço, tem-se a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço que contribui com a força resistente de cálculo da laje de concreto (C_{ad}):

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a \times f_{yd} - C_{cd}) \quad (14)$$

Dessa maneira, a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço é:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (15)$$

- Se $C_{ad} > A_{af} \times f_{yd}$, a LNP está na alma e $y_p = t_f + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{af}f_{yd}}{A_w f_{yd}} \right)$;
- Se $C_{ad} \leq A_{af} \times f_{yd}$, a LNP está na mesa superior e $y_p = \left(\frac{C_{ad}}{A_{af}f_{yd}} \right) t_f$.

Definidas as forças resultantes, o momento fletor resistente de cálculo é dado por (ABNT, 2008, p.175):

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \quad (16)$$

- c) LNP entre o concreto e o aço: Se $C_{cd} = T_{ad}$, tem-se uma situação ideal em que a linha neutra plástica se situa na fôrma de aço da laje mista. Neste caso, o concreto trabalha totalmente à compressão, e o aço, à tração.

Nas expressões apresentadas anteriormente, tem-se:

C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

A_{af} é a área da mesa superior do perfil de aço;

t_f é a espessura da mesa superior do perfil de aço;

y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

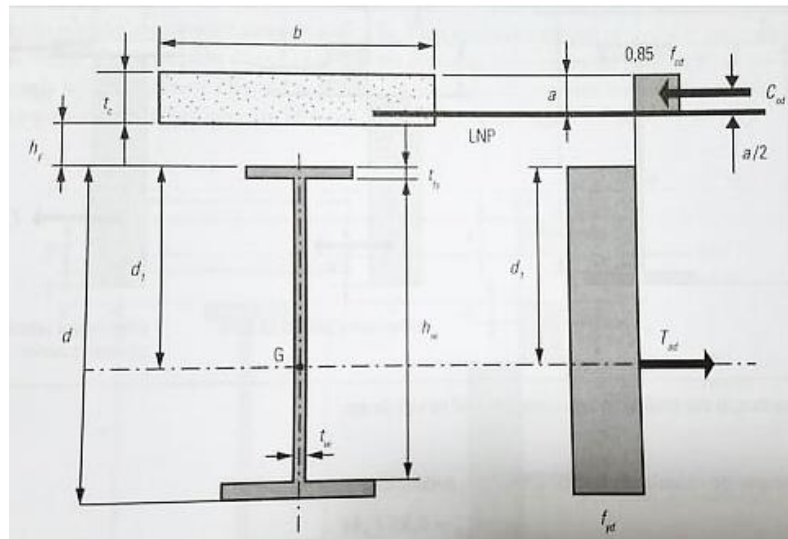
y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

d é a altura total do perfil de aço;

h_F é a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada;

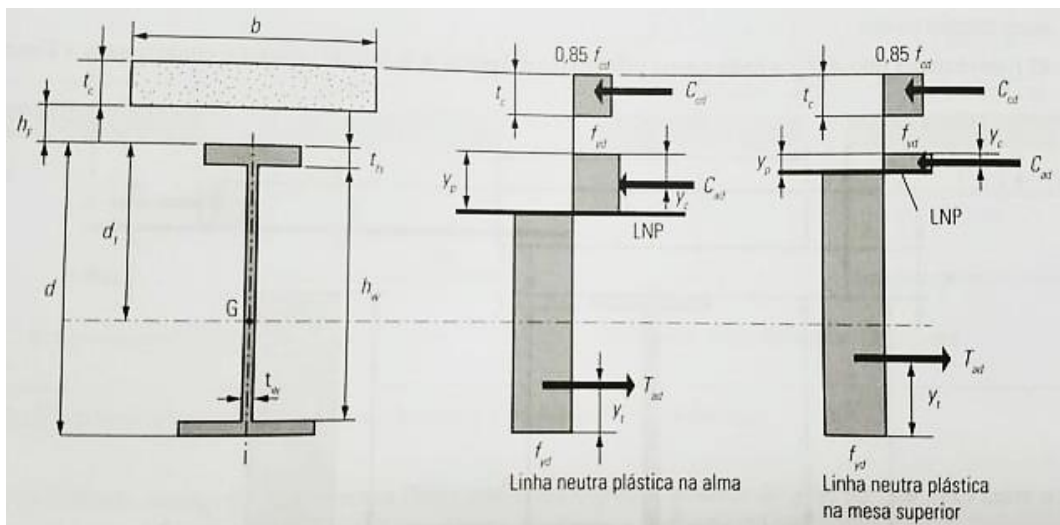
h_w é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas.

Figura 8 – Distribuição das tensões na viga mista com LNP na laje de concreto



Fonte: Fakury *et al.*, 2016 (p. 409)

Figura 9 – Distribuição das tensões na viga mista com LNP na viga de aço.



Fonte: Fakury *et al.*, 2016 (p. 410)

Momento fletor para seção de aço compacta e interação parcial

Em vigas com interação completa, como citado anteriormente, o número de conectores de cisalhamento (n) é suficiente para impedir totalmente o deslizamento relativo na superfície de contato, ou seja, resiste ao esforço horizontal de cálculo, conforme Fakury *et al.* (2016). Assim, o grau de interação será igual ou superior a 1 ($\alpha \geq 1$).

Na interação parcial, o número de conectores impede grande parte do deslizamento, mas não todo. Nesse caso, o grau de interação é inferior a 1 e superior ao grau de interação mínimo (caso não atinja o grau de interação mínimo, considera-se a interação inexistente, portanto a viga não poderá ser considerada mista).

No caso de interação parcial ($a_{\min} \leq a < 1$), existem duas linhas neutras plásticas, uma passando pela laje de concreto e a outra passando pelo perfil de aço, seja na mesa superior ou na alma. Para que a interação seja parcial, a resistência dos conectores dispostos entre as seções ($\sum Q_{Rd}$) deve ser inferior a F_{hd} . Sendo assim, o equilíbrio de forças internas é:

$$C_{cd} = n \times Q_{Rd} = \alpha \times F_{hd} \quad (17)$$

Onde:

n é o número de conectores de cisalhamento;

α é o grau de interação.

Do equilíbrio de forças, obtêm-se as forças resistentes de cálculo das regiões comprimida (C_{ad}) e tracionada (T_{ad}) do perfil de aço, apresentadas anteriormente.

Com isso, a espessura comprimida da laje pode ser determinada pela expressão a seguir, que determina a posição da LNP na laje:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85f_{cd}b_{ef}} \quad (18)$$

Para determinação da posição da LNP, que se encontra no perfil de aço, seguem as mesmas condições apresentadas no item anterior, onde tem-se que:

Se $C_{ad} > A_{af} \times f_{yd}$, a LNP está na alma, caso $C_{ad} \leq A_{af} \times f_{yd}$, a LNP está na mesa superior. As expressões para encontrar y_p também seguem as mesmas.

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo é obtido através da seguinte expressão (ABNT, 2008, p. 176):

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(tc - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \quad (19)$$

2.2.3.7.2 Resistência ao Cisalhamento Vertical

Como citado anteriormente, esforço cortante resistente da viga mista é igual ao esforço cortante da seção de aço, citado em 2.2.3.6.

Vale ressaltar que o valor máximo do parâmetro de esbeltez para que não ocorra flambagem por cisalhamento, λ_p , é obtido por:

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v \times E_a}{f_y}} \quad (20)$$

Onde:

k_v é um coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento, igual a 5, para almas sem enrijecedores.

O parâmetro de esbeltez da alma é definido por:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (21)$$

Logo, se $\lambda \leq \lambda_p$, o colapso ocorre por escoamento devido ao cisalhamento da alma, sob a força cortante de plastificação da alma, igual a V_p .

2.2.3.7.3 Deslocamento Máximo

Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser feita uma análise elástica tomando-se o momento de inércia efetivo, I_{ef} , para vigas mistas de alma cheia como (ABNT, 2008, p. 170):

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (22)$$

Onde:

I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada.

Destaca-se, no entanto, que para ser feita uma análise elástica, é preciso comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não atinja a resistência ao escoamento do aço (ABNT, 2008, p. 171).

A ABNT NBR 8800 (2008, p. 117) determina que, para vigas de piso, o deslocamento máximo seja de $L/350$, onde L é o vão teórico entre apoios.

2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento desempenham a função de ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto. Esses componentes do sistema atuam absorvendo os esforços de cisalhamento horizontais nas duas direções e também impedem o afastamento vertical entre a laje e a viga de aço (ALVA, 2000).

O conector mais utilizado nos sistemas mistos é o tipo pino com cabeça (*stud bolt*), que foi projetado para funcionar como eletrodo de solda por arco elétrico e, após soldagem, como conector (QUEIROZ *et al.*, 2012a). Os fabricantes disponibilizam conectores com diâmetros de 19 mm e 22 mm, embora apenas o de 19 mm seja utilizado em estruturas de edificações.

Segundo Fakury *et al.* (2016), o aço utilizado na fabricação do *stud bolt* é o ASTM A108 – Grau 1020, com resistência mínima ao escoamento (f_{ycs}) de 345 MPa e resistência mínima à ruptura (f_{ucs}) de 415 MPa.

A soldagem, feita por processo automático de eletrofusão, apresenta elevado rendimento e pode ser realizada diretamente na mesa de um perfil de aço ou através de uma fôrma de aço de laje mista (FAKURY *et al.*, 2016)

Os conectores podem ser classificados como rígidos e flexíveis, sendo que, para esta classificação, a definição de rigidez está relacionada à capacidade de restringir o escorregamento entre aço e concreto. O tipo pino com cabeça é um conector flexível, ou seja, apresenta uma ruptura dúctil (ALVA e MALITE, 2005). Nos conectores dúcteis, ao se atingir a resistência máxima, ocorre deformação e transferência do esforço para o conector vizinho, do mais solicitado (próximo ao apoio) ao menos solicitado (no meio do vão). Assim, pode-se projetar que os espaçamentos entre conectores seja constante ao longo de todo o vão (FABRIZZI, 2007).

2.3.1 Dimensionamento dos conectores

A ABNT NBR 8800 (2008, p. 189) apresenta duas expressões para se determinar a resistência de cálculo dos conectores tipo pino com cabeça (Q_{Rd}) totalmente embutidos no concreto, onde deve-se tomar o menor dos dois valores:

$$Q_{Rd} = \frac{0,5 \times A_{cs} \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (23)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} \times f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (24)$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

R_g é um coeficiente para a consideração do efeito de atuação de grupos conectores, dado em O.4.2.1.2, da norma NBR 8800 (2008);

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado em O.4.2.1.3, da norma NBR 8800 (2008).

Vale ressaltar que o volume de concreto em volta dos conectores tem uma grande influência na capacidade resistente destes. E, com isso, os coeficientes R_g e R_p servem para considerar essa influência (FAKURY *et al.*, 2016).

2.3.1.1 Número de conectores

Em seções de aço compacta com ligação total, os conectores são calculados em função da resistência da viga. A soma das resistências dos conectores entre o ponto de momento máximo e um de momento nulo é dada pelo menor valor entre as

resistências nominais do concreto em compressão e do aço em tração (PFEIL e PFEIL, 2016, p. 286):

$$n \times Q_{Rd} \geq \frac{0,85 \times f_{ck} \times b_{ef} \times t_c}{\gamma_c}, \text{ para LNP na seção de aço (25)}$$

$$n \times Q_{Rd} \geq \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{a1}}, \text{ para LNP na laje (26)}$$

Onde:

n é o número de conectores;

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

b_{ef} é a largura efetiva;

t_c é a espessura do concreto acima da forma de aço;

A_a é a área do perfil de aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência do aço estrutural para estados-limites últimos.

Nas vigas dimensionadas para ter ligação parcial, o somatório das resistências dos conectores ($\sum Q_{Rd}$) é menor do que as resistências do concreto em compressão e da seção de aço em tração.

A ABNT NBR 8800 (2008, p. 191) ainda apresenta uma expressão para o número mínimo de conectores (n') necessários entre qualquer seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado):

$$n' = n \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right) \quad (27)$$

Onde:

$M_{P,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção de carga concentrada;

$M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado limite FLA;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo máximo.

2.3.1.2 Espaçamento e limitações

Em relação aos conectores tipo pino com cabeça, a ABNT NBR 8800:2008 indica limitações sobre o espaçamento entre conectores e suas dimensões:

- Espaçamento máximo de 915 mm, para laje com forma de aço incorporada com nervuras perpendiculares ao perfil de aço;
- Espaçamento mínimo de 6 diâmetros ao longo do vão e de 4 diâmetros na direção transversal ao eixo da viga;
- Os conectores não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados;
- Os conectores devem ter comprimento mínimo de 4 diâmetros.

2.4 LAJE MISTA

Lajes mistas de aço e concreto, também conhecidas como lajes “*steel deck*”, são constituídas por uma fôrma de aço perfilada revestida por concreto armado. Antes da cura do concreto, o perfil metálico atua como suporte para todo o carregamento, como ações permanentes e sobrecargas. Após o endurecimento do concreto, a fôrma de aço funciona como armadura positiva da laje e os dois materiais passam a formar um sistema misto, trabalhando como um elemento estrutural único.

A combinação aço e concreto torna-se vantajosa, como expõe Fabrizzi (2007), pois esses elementos apresentam características diferentes e complementares, além de apresentarem coeficientes de dilatação térmicos próximos, não apresentando deformações térmicas diferenciais expressivas. O concreto agrega ao sistema sua boa resistência à compressão, enquanto o aço sua elevada resistência à tração.

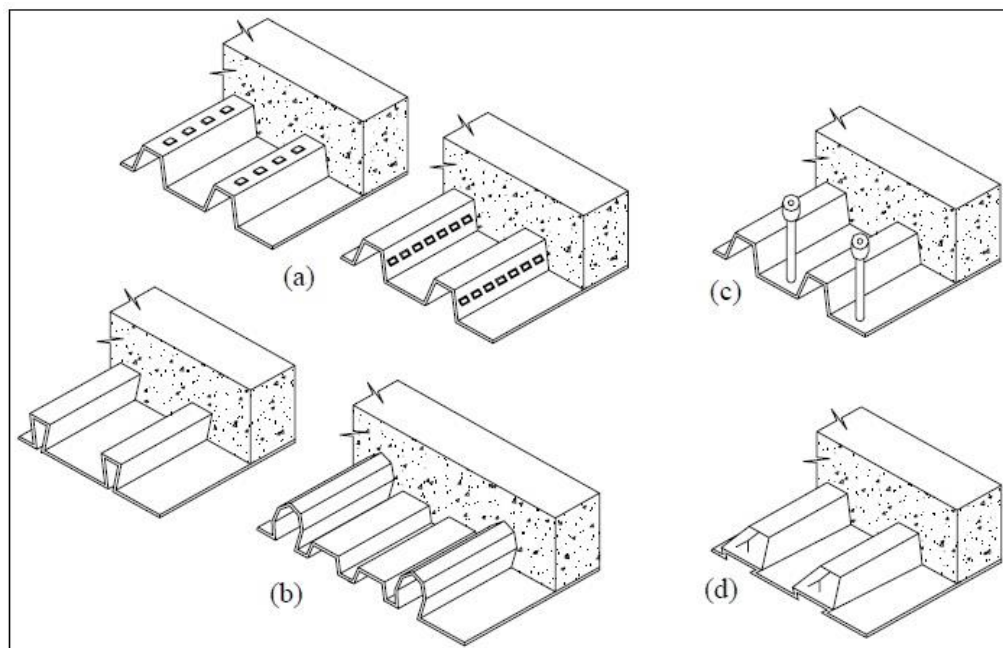
Saúde e Raimundo (2011) destacam que, para esse sistema solidarizar-se satisfatoriamente, deve haver uma boa conexão entre os elementos. Alva (2000) e Gomes (2001) apresentam algumas ligações típicas para garantir esse comportamento misto:

- a) Ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) existentes na chapa (Figura 10a);

- b) Ligações por atrito em perfis de chapas modelados numa forma reentrante (Figura 10b);
- c) Ancoragens de extremidade fornecidas por conectores tipo “stud bolt” ou por outro tipo de ligação local entre o concreto e a chapa metálica, somente em combinação com a) ou b) (Figura 10c);
- d) Ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da chapa, somente em combinação com b) (Figura 10d).

Para controlar a fissuração do concreto por retração e/ou variações de temperatura, utiliza-se ainda uma armadura superior (CATÁLOGO METFORM STEEL DECK, 2010). A laje pode conter também, em caso de vãos contínuos, uma armadura de reforço nas zonas de momento negativo (SAÚDE e RAIMUNDO, 2011).

Figura 10 – Formas típicas de ligação em lajes mistas.



Fonte: GOMES (2001, p. 3).

A seguir, serão apresentadas as vantagens e desvantagens da laje mista, bem como uma caracterização dos materiais que constituem essa estrutura.

2.4.1 Vantagens e Desvantagens

Pelo fato de o sistema possuir elementos metálicos, tem-se uma preocupação em obter soluções eficientes contra incêndios. Porém, o uso combinado de materiais com boas características tem como objetivo aproveitar o que há de mais benéfico em cada material, resultando em um sistema com diversas vantagens.

Fabrizzi (2007) apresenta algumas dessas vantagens na utilização da laje mista:

- Eliminação parcial ou total do uso de escoramento;
- Utilização da fôrma de aço como plataforma de serviço, e também como proteção aos operários que trabalham nos andares inferiores durante a construção, proporcionando maior segurança;
- A fôrma de aço funciona como armadura positiva da laje;
- Facilidade no manuseio e na instalação das chapas, resultando em maior rapidez construtiva;
- Alta qualidade de acabamento da face interna da laje;
- Redução de gastos e desperdícios de materiais;
- Apresenta facilidade para a passagem de dutos das diversas instalações, favorecendo também a fixação de forros.

Brendolan (2007) ainda complementa sobre a praticidade na execução, já que não há a necessidade de desfôrma devido à fôrma permanecer incorporada ao sistema. Ainda ressalta uma economia considerável no custo da fundação, tendo em vista que é um sistema estrutural leve.

Sobre as desvantagens de empregar esse tipo de laje, Guimarães (2016) cita o elevado custo inicial, condição também acentuada, segundo Saúde e Raimundo (2011) e Alva (2000), pelo limitado número de fornecedores brasileiros e pela necessidade de maior nível de especialização da mão de obra.

Brendolan (2007) acrescenta mais alguns pontos negativos, como a necessidade de mais vigas secundárias caso não se utilize escoramento, fôrmas de elevada altura devido à limitação dos vãos antes da cura do concreto, e ainda o uso de forros suspensos por questões estéticas.

2.4.2 Componentes

O sistema é constituído, basicamente, por uma chapa de aço colaborante com armadura adicional em tela soldada antifissuração preenchida com concreto, conforme apresenta a Figura 11:

Figura 11 – Detalhe de uma laje mista



Fonte: Catálogo ArcelorMittal Perfilor, 12ª edição, 2016.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, há algumas disposições construtivas que devem ser consideradas no projeto de lajes mistas, pressupondo, também, a utilização de vigas mistas. Essas limitações serão apresentadas na Tabela 1:

Tabela 1 – Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

Espessura mínima de concreto sobre a fôrma	50 mm
Projeção mínima dos conectores acima do topo da fôrma	40 mm
Altura máxima das nervuras da fôrma	75 mm
Largura média mínima da nervura sobre o perfil de aço que compõe a viga mista	50 mm
Dimensão máxima do agregado graúdo	0,40 t _c b _o /3 30 mm
Armadura adicional para momento positivo e para momento negativo	Deverão obedecer às prescrições da NBR 6118 (2014)

Comprimento mínimo do apoio	<p><u>Interno</u>: 75 mm para apoio em elemento de aço ou concreto e 100 mm para o apoio em outros materiais</p> <p><u>Externo</u>: 50 mm para apoio em elemento de aço ou concreto e 70 mm para apoio em outros materiais</p>
-----------------------------	--

Fonte: Adaptada de FABRIZZI, 2007, p. 212

Sendo t_c , a espessura do concreto acima da fôrma de aço e b_o , a largura média das nervuras trapezoidais.

O comportamento misto ocorre quando os materiais que formam a estrutura são interconectados e se deformam como um único elemento (QUEIROZ *et al.*, 2012a). No contexto de lajes mistas, a aderência natural entre o concreto e a chapa de aço não é considerada nos cálculos. Com a introdução dos conectores de cisalhamento, juntamente com as reentrâncias da fôrma, o aço é capaz de transmitir as tensões cisalhantes longitudinais para o concreto, criando um conjunto eficiente que irá impossibilitar um deslizamento entre os dois materiais (LEMOS, 2013).

2.4.2.1 Chapa

Em outubro de 2015, foi publicada a primeira norma regulamentadora para *Steel Deck* no Brasil. A ABNT NBR 16421:2015 – Telha-fôrma de aço colaborante para laje mista de aço e concreto - estabelece os requisitos e ensaios aos quais a telha-fôrma deve atender. A fôrma pode ser revestida, conformada a frio, de seção transversal trapezoidal, reentrante, retangular, ondulada, entre outras.

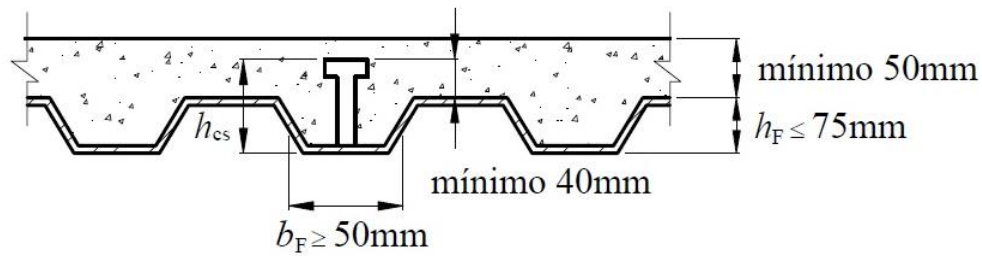
Para este trabalho, seguindo as definições da ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 16421 (2015), aplicam-se os termos como exposto a seguir e apresentado na Figura 12.

h_F é a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada;

b_F é a largura média da nervura situada sobre o perfil de aço;

h_{cs} é a altura dos conectores de cisalhamento.

Figura 12 – Seção transversal da fôrma colaborante.



Fonte: ABNT NBR 16421 (2015)

Quanto às dimensões da seção transversal da fôrma de aço, estas devem corresponder ao indicado pelo fabricante ao longo de todo o seu comprimento, de acordo com a ABNT NBR 16421 (2015, p. 5).

Atualmente, no mercado brasileiro, conforme mencionado por Cichinelli (2014), as chapas são disponibilizadas em três espessuras: 0,80mm, 0,95mm e 1,25mm, e comprimentos que variam de acordo com cada projeto, com, no máximo, 12 metros.

De acordo com Deliberato (2006) e catálogos de fornecedores de *steel deck* analisados, o material utilizado para a fabricação das fôrmas é o aço estrutural ZAR280, com limite de escoamento de 280 MPa, revestido com zinco Z275. Baião Filho (2003) ainda cita outras propriedades do aço utilizado, como módulo de elasticidade de 205000 MPa, massa específica de 7850 kg/m³ e coeficiente de Poisson de 0,3.

Tendo em vista que no Brasil existem apenas fabricantes de fôrma trapezoidal com altura nominal das nervuras, h_F , variando entre 50 mm e 75mm (FAKURY *et al.*, 2016), a seguir, serão abordadas características desse tipo de fôrma. Baião Filho (2003) apresenta algumas considerações sobre o comportamento das fôrmas e suas propriedades:

- Geralmente localizadas na alma, as mossas (reentrâncias) variam de um modelo para outro em fôrma, tamanho, profundidade, posicionamento, espaçamento e sequência ao longo da alma, desempenhando um papel fundamental no comportamento das lajes mistas;
- No mercado, o ângulo entre o plano que contém as almas e o plano que contém as mesas inferiores varia de 55° a 90°;

- Uma elevada esbeltez na alma leva a uma baixa resistência ao cisalhamento e ao esmagamento nas regiões de apoio;
- A distribuição de áreas na seção transversal pode ser simétrica ou assimétrica, ou seja, mesas inferior e superior podem ter ou não diferentes larguras;
- Fôrmas de maior altura permitem que, no geral, não se utilizem escoramentos, considerando que essa medida nas lajes mistas está diretamente relacionada com a capacidade de vencer grandes vãos.

2.4.2.2 Concreto

Concreto armado é um material composto por cimento, areia, pedra, água e aço, usualmente moldado “in loco”. Como Maringoni (2011) cita, é preciso se ter controle na mistura, na execução e na cura para garantir que sua resistência nominal fique próxima a resistência de trabalho.

Nos catálogos dos fornecedores de *steel deck* observados, é indicado utilizar um concreto com resistência igual ou superior a 20 MPa, o que condiz com o valor mínimo determinado pela ABNT NBR 6118 (2014).

Em relação às propriedades do concreto, as comumente usadas para as lajes mistas são: a massa específica de 2400 kg/m³; o peso específico de 24 kN/m³; o coeficiente de Poisson de 0,2; o coeficiente de dilatação térmica de 10x10⁻⁶ °C⁻¹ (FAKURY *et al.*, 2016). Além disso, o concreto não deve conter aditivos à base de cloretos, para proteger a chapa de uma possível agressão à camada de revestimento de zinco.

Em relação ao módulo de elasticidade secante utilizado nas análises elásticas de projeto, a ABNT NBR 8800 (2008) adota $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$, sendo que o módulo de deformação tangente inicial é dado por $E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}}$, em megapascal (MPa).

Conforme apresentado na Tabela 1, a espessura mínima de concreto sobre a fôrma deve ser de 50 mm.

2.4.2.3 Armadura

No concreto, deve-se utilizar armadura nas duas direções, onde normalmente é indicado o tipo malha. Isso visa combater o aparecimento de fissuras devido aos efeitos da retração e variação de temperatura do concreto. Nos catálogos dos fornecedores, são indicados os tipos de armaduras de fissuração em tela soldada, bem como sua composição para cada altura de chapa e altura total da laje, seguindo as recomendações normativas.

Nos casos onde há continuidade, resultando no surgimento de momento negativo, faz-se necessário uma armadura adicional, além da armadura complementar adicionada à parte superior da capa do concreto. Essa armadura adicional tem como objetivo resistir a esses momentos negativos, que resultam em tração no concreto (DELIBERATO, 2006).

Nos casos em que a sobrecarga atuante sobre a laje for maior que a admissível, pode-se acrescentar barras de aço ao conjunto, a fim de aumentar a resistência mecânica da laje. Ainda, quando a distância das vigas é superior ao vão máximo recomendado pelo fabricante do *steel deck*, é recomendado o uso de escoramento no meio do vão (SILVA, 2010).

2.4.3 Dimensionamento de lajes mistas aço-concreto

O dimensionamento de lajes mistas, conforme Queiroz *et al.* (2012a), envolve uma análise em duas fases: inicialmente, a fase de construção, onde a fôrma trabalha isoladamente para sustentar o peso do concreto fresco, suas armaduras e a sobrecarga de construção, além do seu peso próprio. Após o concreto atingir 75% de sua resistência à compressão, tem-se a fase final.

A seguir, serão abordados aspectos relacionados ao dimensionamento, de acordo com a NBR 8800 (2008), expondo-se os requisitos necessários para a realização das verificações fundamentais, e dessa forma, buscando-se um dimensionamento satisfatório.

2.4.3.1 Fase de Construção

Como demonstrado anteriormente, a chapa metálica precisa resistir a todos os esforços aplicados, visto que trabalha isoladamente até a cura do concreto. Por consequência disso, seguindo a ABNT NBR 8800 (2008), é preciso fazer a verificação da fôrma nos estados limites últimos e de serviço.

2.4.3.1.1 Estados limites últimos

Para a verificação desse estado limite, deve-se seguir as diretrizes da ABNT NBR 14762 (2010) que envolvem, sobretudo, o cálculo das propriedades da seção da fôrma e as características de resistência e rigidez (BAIÃO FILHO, 2003). Cálculos estes que são realizados, a partir da consideração da análise elástica.

No caso de lajes contínuas, as solicitações podem ser determinadas sem considerar a variação de rigidez, mesmo que nas partes comprimidas da seção ocorra flambagem local ABNT NBR 8800 (2008, p. 212).

Para essa fase, devem ser consideradas as seguintes ações na determinação da resistência da fôrma de aço ABNT NBR 8800 (2008, p. 219):

- a) Pesos próprios da fôrma de aço, do concreto fresco e da armadura;
- b) Sobrecarga de construção;
- c) Efeito de empoçamento, caso o deslocamento no centro do vão ultrapasse o valor de $L_F/250$, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras. As ações consideradas para esse cálculo são apenas o peso próprio da fôrma e do concreto fresco. O efeito de empoçamento deve ser levado em conta acrescentando 70% do valor do deslocamento à espessura nominal do concreto.

A sobrecarga de construção, que equivale ao peso dos funcionários e equipamentos, deve ser obtida como a mais desfavorável dos valores a seguir:

- a) Carga uniformemente distribuída de 1,0 kN/m²;

- b) Carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável, somente para a verificação do momento fletor.

No entanto, para o dimensionamento da laje nesse estágio inicial, como Sartori (2012) esclarece, é preciso definir três aspectos básicos: o tipo da fôrma, as sobrecargas atuantes e o máximo vão da laje. Com esses pontos definidos, é possível facilmente dimensionar a laje com as tabelas disponibilizadas pelos fabricantes, que fornecem a capacidade de carga da chapa para um certo vão, ou o vão máximo admissível da fôrma para um certo carregamento.

Tendo em vista que, na fase de construção, as verificações apresentam certa complexidade por dependerem de detalhes geométricos da fôrma utilizada e, em certos casos, encontram-se dificuldades em obter os dados necessários com os fornecedores (BAIÃO FILHO, 2003), este trabalho não irá se aprofundar no dimensionamento para essa primeira fase. Então, serão consideradas válidas as tabelas desenvolvidas pelos fabricantes. Vale ressaltar também que, de modo geral, a sobrecarga de construção é bem inferior às cargas admissíveis pelas fôrmas de aço.

2.4.3.1.2 Estados limites de serviço

Nessa fase, o único estado limite de serviço que precisa ser verificado é o deslocamento vertical (flecha), que deve ser medido em relação aos apoios da fôrma. O deslocamento máximo da fôrma sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco não deve exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor ABNT NBR 8800 (2008, p. 212). Além disso, as propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762 (2010).

2.4.3.2 Fase Final

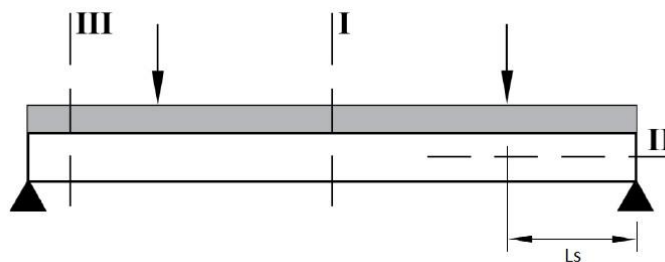
Para a verificação da fase final, a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 219) indica que “para os estados-limites últimos de lajes mistas de aço e concreto, deve-se considerar que todo o carregamento é sustentado pelo sistema misto de aço e concreto. ”

2.4.3.2.1 Estados limites últimos

A verificação dos estados limites últimos das lajes com fôrma de aço incorporada analisa a capacidade de suporte da estrutura, para que sua resistência seja suficiente para suportar as solicitações. De acordo com Queiroz *et al.* (2012a), há quatro possíveis modos de colapso na laje mista, apresentados na Figura 13.

- Seção I: por flexão. Seção de maior momento fletor solicitante. Presume-se que a interação entre fôrma e concreto seja completa;
- Seção II: por cisalhamento longitudinal. Caracteriza-se como ação mista de interação parcial;
- Seção III: cisalhamento vertical. Seção crítica para casos especiais, como lajes de vãos reduzidos e de grandes cargas.
- Punção. Pode ser crítico se a carga concentrada for muito elevada e se a espessura da laje for pouco espessa. Neste trabalho, não será analisada a resistência à punção, pois esse modo de colapso se dá em situações bem específicas e por não ocorrer no exemplo estudado.

Figura 13 – Seções críticas da Laje mista



Fonte: Adaptada de Queiroz *et al.*, 2012a, p. 58.

Momento Fletor

Para o cálculo do momento fletor positivo resistente, há duas possibilidades que devem ser analisadas. No primeiro caso a Linha Neutra Plástica (LNP) se encontra acima da fôrma de aço, com interação total ao cisalhamento. Para essa

situação, a força de compressão no concreto (N_{cf}) é igual ou superior à força de escoamento da fôrma (N_{pa}). As equações são as seguintes:

$$N_{cf} = 0,85 \times b \times t_c \times f_{cd} \quad (28)$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times f_{yFd} \quad (29)$$

Onde:

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

f_{cd} é o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto ($f_{ck}/1,4$);

b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm.

$A_{F,ef}$ é área da seção efetiva da fôrma, determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal;

f_{yFd} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da fôrma.

No segundo caso, a LNP intercepta a fôrma de aço, com interação total ao cisalhamento e força N_{cf} é menor do que N_{pa} . Para os cálculos, o concreto contido nas nervuras é desprezado. Nesse caso, é preciso verificar a flambagem local e evitar certa instabilidade na fôrma, ou seja, limitar a relação entre espessura e largura reta do elemento (FABRIZZI, 2007, p. 198).

Considerando a LNP na capa do concreto, caso mais frequente (Sieg, 2015), e interação completa entre aço e concreto, o momento fletor resistente de cálculo é dado pela NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 212):

$$M_{Rd} = A_{F,ef} f_{yFd} (d_F - 0,5a) \quad (30)$$

Onde:

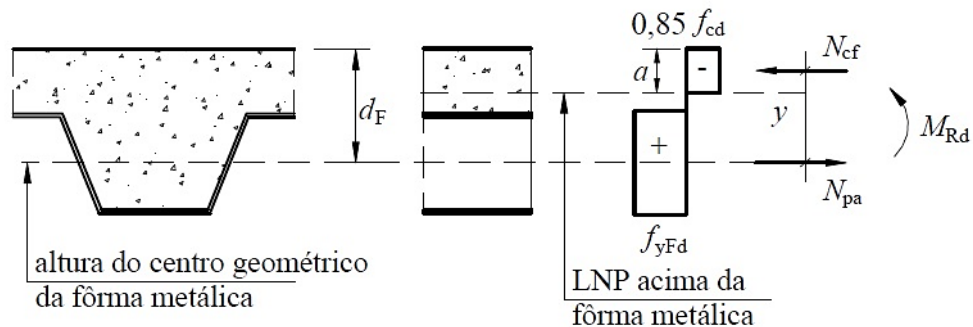
d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

a é a altura do bloco de compressão do concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b} \quad (31)$$

Na Figura 14, observa-se o diagrama de tensões para momento fletor positivo, considerando a linha neutra plástica acima da fôrma de aço e sem armadura adicional para resistir aos esforços de tração.

Figura 14 – Diagrama de tensões para momento positivo.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Quando for considerado a continuidade nas lajes, há três maneiras de se determinar os momentos fletores atuantes (FABRIZZI, 2007):

- Determinar os momentos elásticos, presumindo inércia constante ao longo da viga;
- Reduzir o momento fletor negativo nos apoios (propõe-se 30%) e, portanto, aumentar o momento fletor positivo, presumindo inércia inferior devido à fissuração do concreto;
- Considerar a laje contínua como uma série de lajes biapoiadas, posicionando armaduras negativas nos apoios intermediários para controlar a fissuração do concreto.

O colapso por flexão pode ser crítico se o vão de cisalhamento for suficientemente grande e se houver interação completa entre concreto e fôrma, ou seja, ausência de deslizamento relativo de extremidade (QUEIROZ *et al.*, 2012a; ALVA, 2000).

Cisalhamento Longitudinal

É o estado limite dominante no caso das lajes mistas (SIEG, 2015), que depende da interação entre aço e concreto. Como Alva (2000) aponta, o colapso por cisalhamento horizontal ocorre quando há um deslocamento longitudinal relativo

excessivo entre o concreto e a fôrma de aço. E ainda, devido a esse deslocamento, o colapso por flexão não pode ser alcançado.

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal, tem-se o método semi-empírico “m-k” ou o método da interação parcial.

O método “m-k” é internacionalmente reconhecido como o método padrão para se determinar a resistência ao cisalhamento longitudinal (ALVA, 2000; FERRAZ, 1999). Nesse método, utiliza-se uma equação semi-empírica que apresenta as constantes m e k, as quais são obtidas através de ensaios experimentais realizados com as fôrmas de aço.

A ABNT NBR 8800 (2008) apresenta, para o cálculo da força cortante longitudinal resistente de cálculo pelo método “m-k”, a expressão a seguir:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_F \left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (32)$$

Onde:

L_s é o vão de cisalhamento, em milímetros, que deve ser tomado como:

- a) $L_F / 4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
- b) A distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
- c) A relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas.

m e k são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado (N/mm²), obtidas por meio de ensaios realizados conforme o Eurocode 4 Part 1-1 (2007);

γ_{sl} é o coeficiente de ponderação de resistência, igual ao determinado pela norma (1,25) ou especificação utilizada nos ensaios.

Para situações em que a laje mista seja projetada como contínua, para a determinação da resistência, é possível o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente, sendo este comprimento igual a 80% o vão real, para vãos internos, e 90%, para vãos de extremidade NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 216).

A ABNT NBR 8800 (2008) ainda indica outro método para se calcular a resistência ao cisalhamento longitudinal, como o método da interação parcial apresentado pelo Eurocode 4 Part 1-1 (2007). Esse método permite considerar o ganho de resistência ao cisalhamento longitudinal devido ao uso de conectores de cisalhamento.

Cisalhamento Vertical

Esse estado limite pode ser crítico, conforme citado por Queiroz *et al.* (2012a), no caso de uma laje espessa, de vão curto, suportando forças elevadas.

Conforme a ABNT NBR 8800 (2008), a força cortante vertical resistente de cálculo, $V_{v,Rd}$, relativa a 1000 mm de largura, é dada pela seguinte expressão:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{m\acute{a}x} \quad (33)$$

Onde:

$V_{v,F,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762 (2010);

$V_{v,c,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newton (N), relativa a 1000 mm de largura, dada por:

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \times \tau_{Rd} \times k_v (1,2 + 40\rho) \times A_v}{b_n} \quad (34)$$

τ_{Rd} é a resistência básica ao cisalhamento do concreto, igual a $0,25f_{ctd}$;

f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tração do concreto;

k_v é um coeficiente que considera um acréscimo na resistência devido ao confinamento do concreto, expresso por $K_v = (1,6 - d_p) \geq 1$, com d_p em metros;

ρ é um coeficiente que considera a contribuição da fôrma de aço, $\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02$;

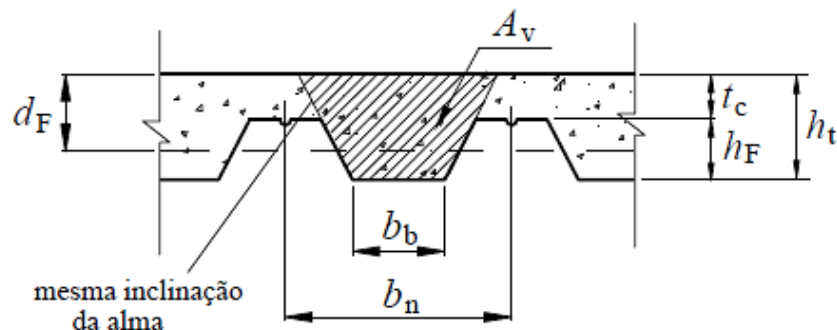
A_v é a área resistente do concreto, expressa em mm², como mostrado na Figura 15;

A_s é a área da armadura longitudinal de tração, referente a área A_v , expressa em mm^2 ;
 b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em mm.

O limite da força cortante, expresso em newton (N) e também relativo a 1000 mm de largura, é expresso por:

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} \times A_v}{b_n} \quad (35)$$

Figura 15 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto



Fonte: ABNT NBR 8800:2008, p. 215.

2.4.3.2.1 Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço são relacionados à capacidade da estrutura de atender as exigências funcionais, estabelecendo as desconformidades do uso da estrutura. As verificações aplicáveis às lajes mistas são fissuração do concreto, deslocamento vertical e vibração excessiva. O estado limite de utilização relacionado à vibração excessiva não será estudado neste trabalho, pois, como demonstrado por Fabrizzi (2007), a atividade humana regular apresenta uma frequência entre 1 e 4Hz e a frequência natural do sistema de pavimento misto está fora desse limite, ou seja, esse estado não será atingido.

Fissuração do Concreto

Seguindo a ABNT NBR 8800 (2008), é preciso adicionar uma armadura para suprimir o aparecimento de fissuras no concreto, tendo em vista os efeitos causados pela retração, variações térmicas e possível continuidade da laje. Para as lajes calculadas como simplesmente apoiadas, essa armadura deverá conter área igual ou superior a 0,1% da área do concreto acima da face superior da fôrma, e ser disposta a 20 mm abaixo do topo da laje. Já nas lajes contínuas, o estado limite de fissuração do concreto em regiões de momento negativo deve ser verificado seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014).

Além disso, deve-se calcular a armadura mínima, de acordo com a expressão a seguir, em regiões de momento negativo, a partir do dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo, desde que a armadura encontrada não seja inferior a taxa mínima absoluta de 0,15% (ABNT, NBR 8800, p. 130).

$$M_{d,min} = 0,8 \times W_o \times f_{ctk,sup} \quad (36)$$

Onde:

W_o é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$F_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração, dada por $1,3 \times f_{ct,m}$ e $f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$ para concretos de classes até C50.

Deslocamento Vertical

A ABNT NBR 8800 (2008) determina que o deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser superior a $L_F / 350$, considerando apenas o efeito das ações variáveis.

Para verificar se a flecha esperada atende ao deslocamento vertical máximo previsto pela norma, faz-se uso da expressão de cálculo da flecha máxima de uma viga apoiada (FERRAZ, 1999), dada por:

$$\delta_{max} = 5 \times \frac{q \times l^4}{384 \times E_a I} \quad (37)$$

Onde:

q é a carga distribuída total;

l é o vão da laje mista, de apoio a apoio;

E_a é o módulo de elasticidade do aço;

I é o momento de inércia da seção mista.

Queiroz et al. (2012a) sugerem que, para obter o valor de inércia da seção mista, a seção deve ser homogeneizada pela transformação da área de aço da fôrma em área equivalente de concreto, com base na relação dos módulos de elasticidade, conforme apresentado no item 2.4.3.

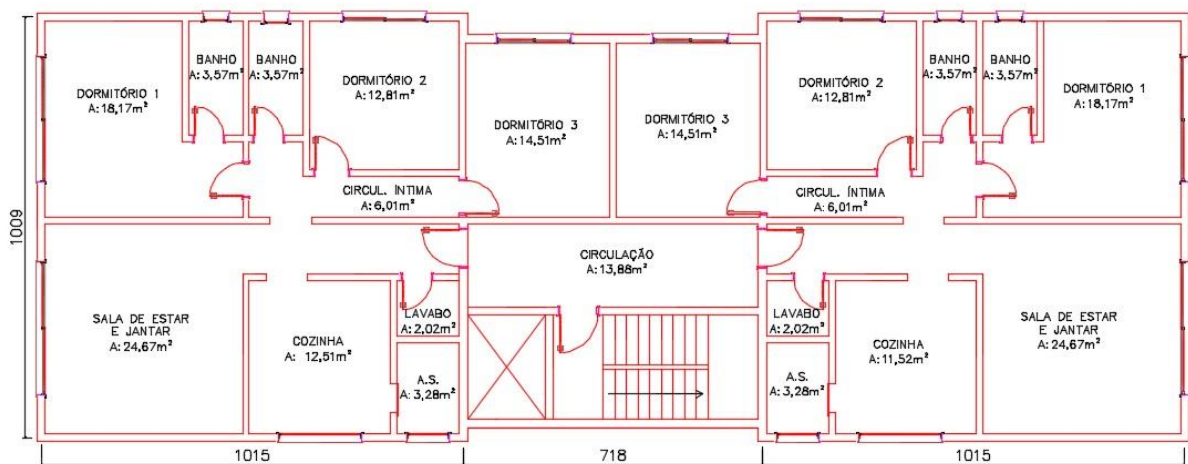
3 ESTUDO DE CASO

Este capítulo apresenta os aspectos iniciais de projeto do exemplo estudado. São abordados os critérios adotados quanto ao projeto arquitetônico, ao lançamento da estrutura, à escolha dos materiais, às ações consideradas na estrutura e, também, ao pré-dimensionamento das lajes e vigas que constituem o pavimento tipo.

3.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Para o estudo de caso de um pavimento tipo, será implementado o sistema misto em um edifício residencial multifamiliar. O projeto arquitetônico do empreendimento, escolhido como exemplo, sofreu algumas adaptações com o intuito de viabilizar o uso de estrutura mista no projeto. O edifício exemplo é constituído de 12 pavimentos, sendo 9 pavimentos tipo, térreo e dois pavimentos de garagem. Este, possui 2 apartamentos por andar, totalizando 18 apartamentos e uma área total de 278,90 m² por pavimento. Cada unidade possui uma suíte, dois quartos, banho, circulação íntima, sala de estar, cozinha, área de serviço e lavabo, conforme apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Planta baixa do pavimento tipo.

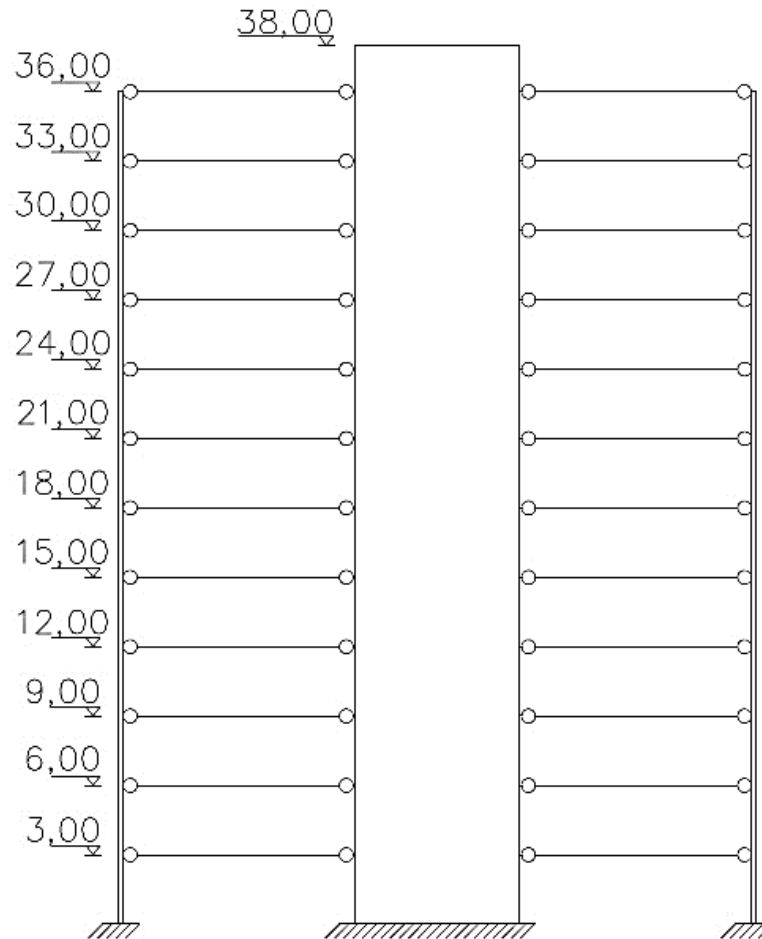


Fonte: Elaborado pela autora.

Após a definição do projeto arquitetônico, determinou-se o sistema estrutural a ser utilizado, sendo uma estrutura formada por um núcleo rígido em concreto armado, visto que esse sistema viabiliza o uso exclusivo de ligações flexíveis, tornando a construção mais rápida e eficiente (CARINI, 2014). Além disso, o núcleo de concreto funcionará como contraventamento para a estrutura mista e protegerá os espaços de circulação vertical, em caso de incêndio.

Para os pavimentos térreo, garagens e tipo, adotou-se um pé-direito de 3,00 metros, valor usual em edificações. Já para o reservatório superior, foi definido um pé-direito de 2,00 metros. Na Figura 17, é apresentado um corte esquemático do edifício, com o modelo estrutural adotado para as vigas do pavimento misto.

Figura 17 – Modelo estrutural adotado para as vigas do pavimento misto.



Fonte: Elaborada pela autora.

Em relação aos materiais empregados, observou-se os padrões estruturais existentes no mercado. Para os perfis metálicos de vigas e pilares, definiu-se o uso

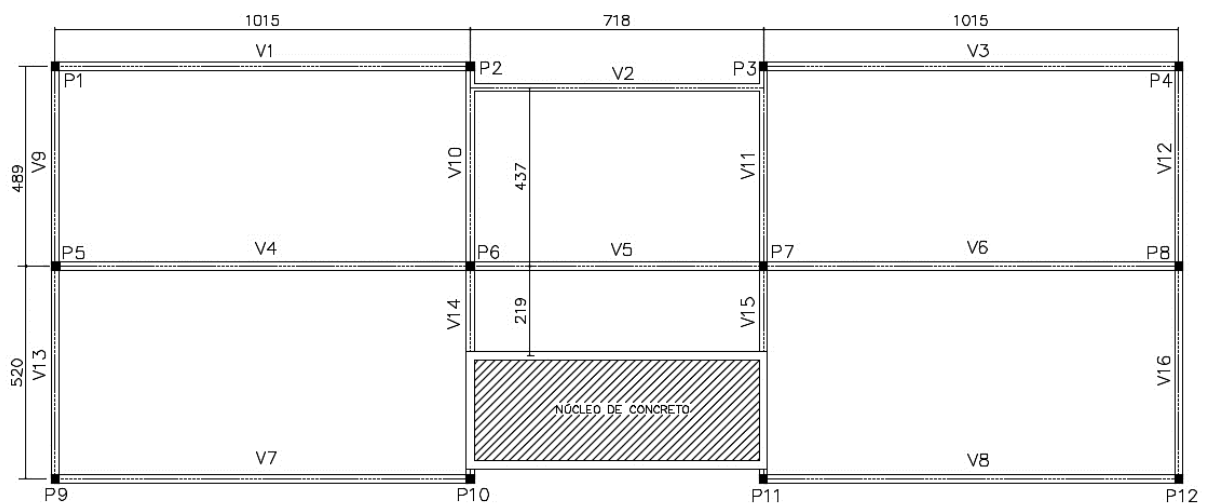
do aço padrão ASTM A572 Grau 50, cuja a especificação é AR350, de acordo com a ABNT NBR 7007 (2016). Para as lajes, tendo-se em vista o uso de lajes mistas, utilizou-se o aço padrão ASTM A653 Grau 40 (ZAR 280), usado pela maioria dos fornecedores. Para os conectores de cisalhamento, de diâmetro de 19 mm, adotou-se o aço ASTM A108 Grau 1020. A respeito do concreto utilizado nas lajes mistas, considerou-se sua resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa.

3.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

No lançamento da estrutura, foram definidas as posições desejáveis para os elementos estruturais. É comum o posicionamento de vigas e pilares respeitando a disposição das paredes, para que se consiga ocultar esses elementos e tornar os ambientes mais amplos, considerando também a melhor distribuição de cargas. Com isso, iniciou-se o lançamento dos pilares e vigas principais, conforme apresentado na Figura 18.

Vale ressaltar que este trabalho tem como objetivo dimensionar um pavimento tipo em estrutura mista em que serão verificadas apenas as vigas e lajes. Os pilares não serão dimensionados, como também a disposição nos pavimentos de garagem não será considerada.

Figura 18 – Lançamento dos pilares e vigas principais no pavimento tipo.

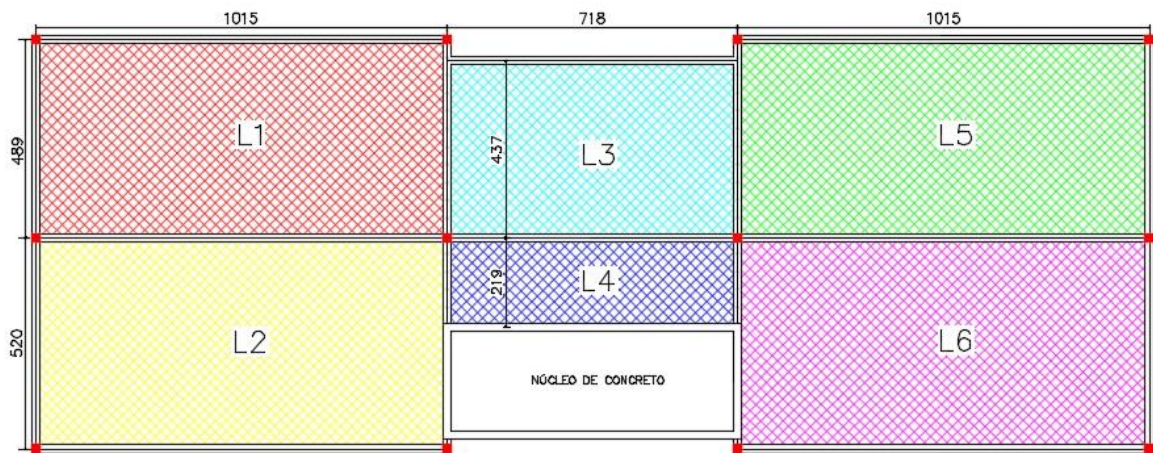


Fonte: Elaborada pela autora.

Pode-se observar que o maior vão obtido, que é de 10,15 metros, respeita o intervalo de 6 a 12 metros, valores considerados econômicos para estruturas executadas em aço.

Definidas as posições dos pilares e vigas, tem-se, na Figura 19, a disposição das lajes do pavimento tipo.

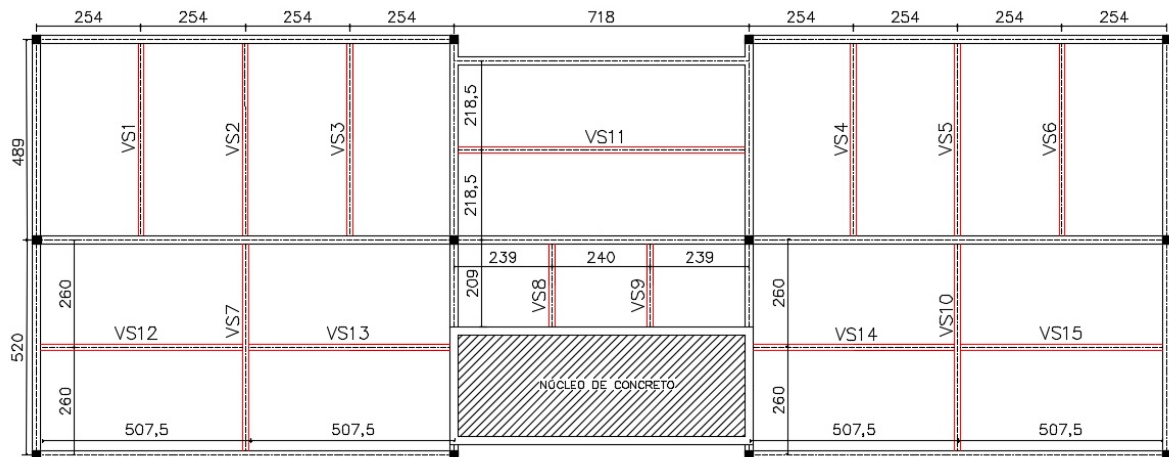
Figura 19 – Disposição das lajes do pavimento tipo.



Fonte: Elaborada pela autora.

Para viabilizar o uso de lajes mistas sem escoramento, é preciso verificar os vãos máximos previstos nos catálogos dos fornecedores das fôrmas, valores estes que ficam entre 2 a 3,6 metros. Assim, se definiu a utilização de vãos máximos entre 2,185 e 2,60 metros entre vigas secundárias de apoio, como ilustrado na Figura 20.

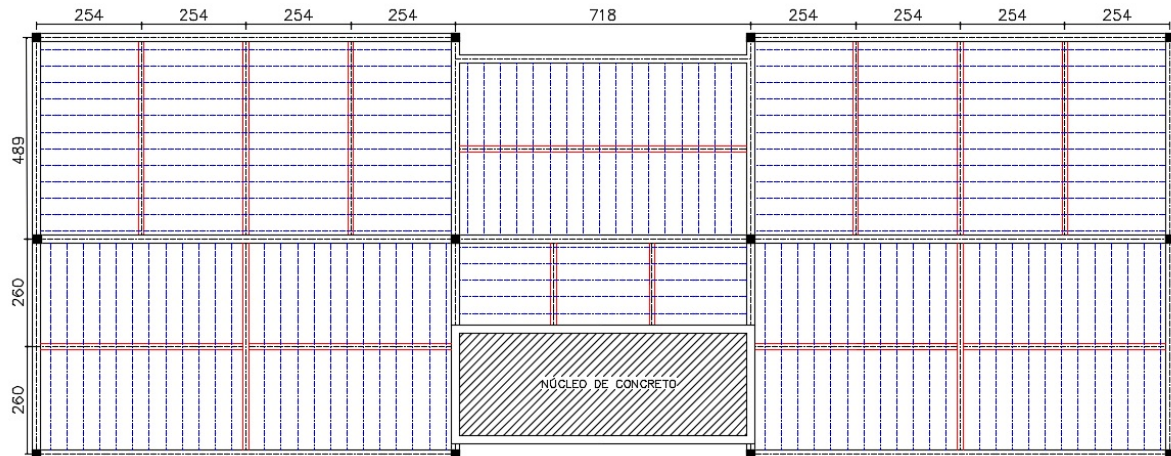
Figura 20 – Lançamento das vigas secundárias no pavimento tipo.



Fonte: Elaborada pela autora.

Em relação aos apoios das lajes, determinou-se que sejam em apenas duas extremidades e que os apoios sejam perpendiculares às nervuras (Figura 21). De acordo com Maraschin (2014), essa consideração possibilita posicionar as nervuras paralelamente ao maior vão, o que garante um aproveitamento da maior inércia desses elementos. As lajes foram definidas como contínuas, com dois, três ou quatro vãos.

Figura 21 – Disposição das nervuras das lajes.



Fonte: Elaborada pela autora.

Após a realização do lançamento de todos os elementos da estrutura, serão apresentados os critérios para o pré-dimensionamento das lajes e vigas mistas.

3.3 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES

A seguir, serão apresentadas as ações, bem como as combinações utilizadas para o dimensionamento do pavimento tipo, de acordo com as normas da ABNT NBR 6120 (1980), ABNT NBR 8681 (2003) e ABNT NBR 8800 (2008).

3.3.1 Ações permanentes

As cargas permanentes consideradas para as lajes mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido nos catálogos dos fabricantes das fôrmas *steel deck* (Tabela 2);

- b) Camada de regularização e piso cerâmico: foi previsto uma camada de 5,00 centímetros de argamassa de 21,00 kN/m³ e um piso de 0,50 kN/m², totalizando uma carga de 1,55 kN/m²;
- c) Forro: foi previsto um forro de gesso de 1,50 centímetros, gerando uma carga de 0,29 kN/m²;
- d) Paredes internas em *drywall*: foi considerado um carregamento de 1,00 kN/m² em todas as lajes, exceto na laje L4, que abrange a área de circulação entre os apartamentos.

As cargas permanentes consideradas para as vigas mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido nos catálogos dos fabricantes dos perfis de aço;
- b) Paredes externas e paredes da circulação em Bloco de Concreto Celular Autoclavado: foi previsto um bloco de 14,00 centímetros, gerando uma carga de 2,50 kN/m;
- c) Contribuição das lajes.

3.3.2 Ações variáveis

As cargas variáveis consideradas no pavimento tipo foram:

- a) Sobrecarga de construção para a fase inicial: 1,00 kN/m²;
- b) Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro: 1,50 kN/m²
- c) Área de serviço e lavanderia: 2,00 kN/m²;
- d) Corredor com acesso ao público: 3,00 kN/m².

Ressalva-se que os efeitos do vento não foram considerados nesse estudo.

3.3.3 Combinações

Na determinação das solicitações às quais a estrutura está submetida, devem ser consideradas todas as combinações de ações, para cada tipo de carregamento, que possam acarretar efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

A seguir, são apresentados os coeficientes de ponderação, tanto para as ações permanentes quanto para as ações variáveis, que consideram a variabilidade e a incerteza na determinação dos carregamentos e, ainda, a possibilidade de ocorrência simultânea (Quadro 2), de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008).

Quadro 2 – Coeficiente de ponderação das ações.

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

Fonte: Adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18.

No quadro 3, são apresentados os fatores de combinação e de redução para as ações variáveis, que consideram a simultaneidade das ações. O fator de combinação ψ_0 foi usado nas combinações últimas e os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 foram usados nas combinações de serviço frequentes e quase permanentes.

Quadro 3 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 .

Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19.

A seguir, são apresentadas apenas as combinações a serem utilizadas no projeto:

- a) Combinações últimas normais: decorrente do uso previsto da edificação, compostas por todos os valores ponderados de ações permanentes e ações variáveis principal e secundárias, ou seja:

$$F_d = 1,25 \times PP_{perfil} + 1,40 \times (PP_{laje} + PPe) + 1,5 \times SC$$

Onde:

PP é o peso próprio da estrutura;

PPe é o peso próprio dos elementos construtivos;

SC é a sobrecarga acidental devido à ocupação.

- b) Combinações últimas para etapa de construção: o carregamento de construção é transitório. No caso estudado de vigas e lajes mistas, a fase inicial se dá até o concreto atingir 75% da sua resistência à compressão, resultando em:

$$F_d = 1,15 \times PP_{perfil} + 1,30 \times PP_{laje} + 1,30 \times SC_c$$

Onde:

SC_c é a sobrecarga acidental de construção.

- c) Combinações de serviço quase permanentes: utilizadas para efeitos de longa duração e para a avaliação de deslocamentos excessivos e são compostas por valores sem ponderação de ações permanentes e de ações variáveis com seus valores ponderados por fatores de redução, ou seja:

$$F_{ser} = 1,00 \times (PP + PPe) + 0,30 \times SC$$

- d) Combinações de serviço para etapa de construção, de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{ser} = 1,00 \times PP$$

3.4 PRÉ -DIMENSIONAMENTO

Para o pré-dimensionamento das lajes mistas, foram analisadas as tabelas disponibilizadas pelos fornecedores das fôrmas de aço, as quais apresentam as cargas máximas que o elemento resiste.

Em geral, as tabelas de cargas não incluem o peso próprio da laje (fôrma e concreto) na carga máxima resistente. Sendo assim, para fazer essa verificação, é necessário fazer um levantamento das ações atuantes na laje, desconsiderando o peso próprio, conforme apresentado no quadro 4:

Quadro 4 – Combinações das ações atuantes nas lajes na fase final.

Laje	Carregamentos		Coeficientes de ponderação		Fd
	Permanente	Variável	Permanente	Variável	
Laje 1	2,84	1,50	1,40	1,50	6,22
Laje 2	2,84	2,00	1,40	1,50	6,97
Laje 3	2,84	1,50	1,40	1,50	6,22
Laje 4	1,84	3,00	1,40	1,50	7,07
Laje 5	2,84	1,50	1,40	1,50	6,22
Laje 6	2,84	2,00	1,40	1,50	6,97

Fonte: Elaborado pela autora.

Dentre os três fornecedores analisados, as fôrmas da marca Metform foram as que apresentaram maiores vãos máximos sem escoramento para as maiores cargas admissíveis. Com isso, será feito o dimensionamento das lajes com a fôrma da marca Metform. A Tabela 2 apresenta as cargas e os vãos máximos para lajes *steel deck*, categoria MF-75, fornecidos pelo fabricante escolhido.

Tabela 2 – Cargas e vãos máximos para lajes *steel deck* MF-75.

Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	Vãos máximos sem escoramento						
		Simplex (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600
130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11
	0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58
	1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51
140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78
	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41
	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67
150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45
	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24
	1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	20,00	20,00	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82
160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,03	8,12
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	20,00	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	20,00	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12
180	0,80	1550	2.750	2.850	1.050	3,44	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47
	0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74
	1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	20,00	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28
190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	19,63	17,47	15,60	13,96	12,53	11,26	10,14
	0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57
	1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43
200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	20,00	18,62	16,63	14,88	13,35	12,00	10,81
	0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	20,00	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40
	1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58

Fonte: Adaptada do catálogo da marca METFORM, 2018.

Considerando os vãos existentes entre as vigas secundárias (2,18 m para a laje L3; 2,39 m para a laje L4; 2,54 m para as lajes L1 e L5; 2,60 m para as lajes L2 e L6) e as cargas atuantes, de acordo com o Quadro 4, a altura total escolhida para

todas as lajes foi de 14,00 cm e a espessura da fôrma foi de 0,80 mm, conforme informações retiradas da Tabela 1, resultando em um peso próprio de 2,50 kN/m².

Para as vigas, o pré-dimensionamento se dá pela relação entre vão e altura da viga (MARASCHIN, 2014), utilizando-se as relações apresentadas a seguir:

1. Para as vigas principais:

$$\frac{l_v}{18} < h_v < \frac{l_v}{14} \quad (38)$$

2. Para as vigas secundárias:

$$\frac{l_v}{22} < h_v < \frac{l_v}{18} \quad (39)$$

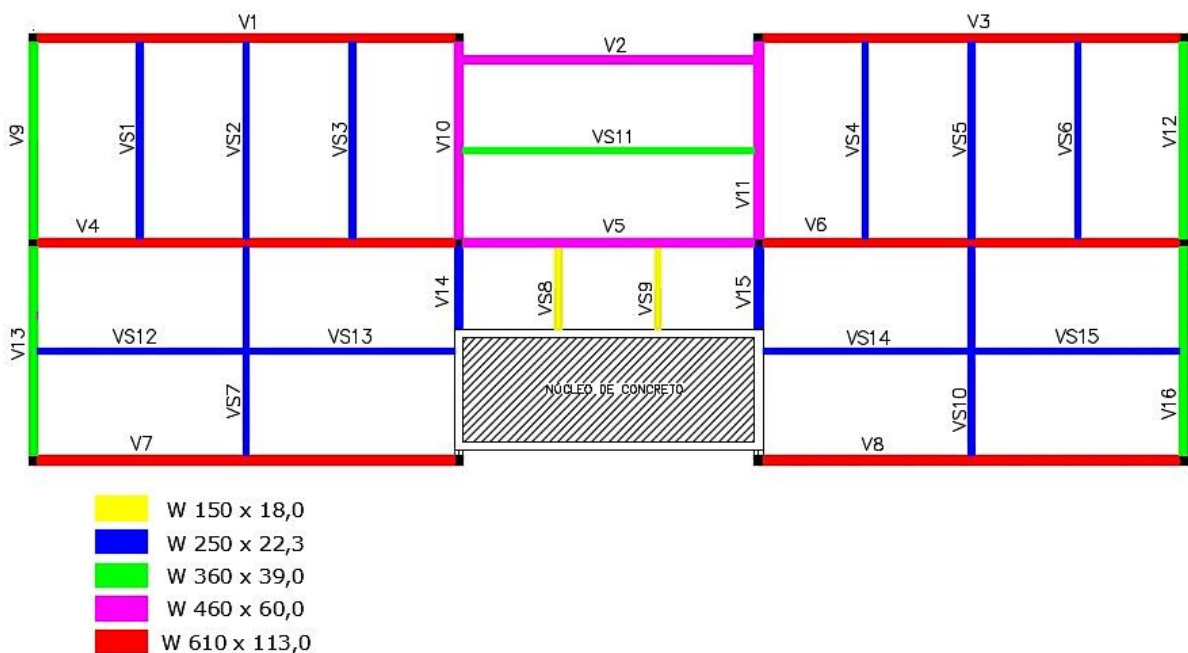
Onde:

l_v é o comprimento da viga, em centímetros;

h_v é a altura da viga, em centímetros.

No catálogo de perfis estruturais da Gerdau, optou-se pela utilização de perfis do tipo W. Observando-se as relações apresentadas anteriormente, realizou-se a escolha das seções transversais para as vigas, conforme ilustrado na Figura 22.

Figura 22 – Seções de vigas no pavimento tipo.



Fonte: Elaborada pela autora.

4 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

No presente capítulo, apresentam-se os resultados obtidos para as combinações e verificação dos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) para o pavimento misto, nas fases de construção e final.

4.1 LAJES MISTAS AÇO-CONCRETO

4.1.1 Verificação da espessura da fôrma

A partir do pré-dimensionamento realizado no capítulo 3, obteve-se, inicialmente, uma altura total da laje de 14 cm e espessura da fôrma de aço de 0,80 mm, adotada tanto para a fase de construção quanto para a fase final.

Em relação à fase de construção, a espessura adotada atendeu os requisitos limites fornecidos pelo fabricante. No entanto, na fase final, quando da verificação das reações máximas limites fornecidas pelo fabricante (Tabela 3), observou-se que a espessura escolhida não atendia tal requisito, para todas as lajes analisadas. Dessa forma, a altura da laje foi mantida de 14 cm, mas foram escolhidas outras espessuras (0,95 e 1,25 mm) para a fôrma de aço, de forma a atender esse quesito.

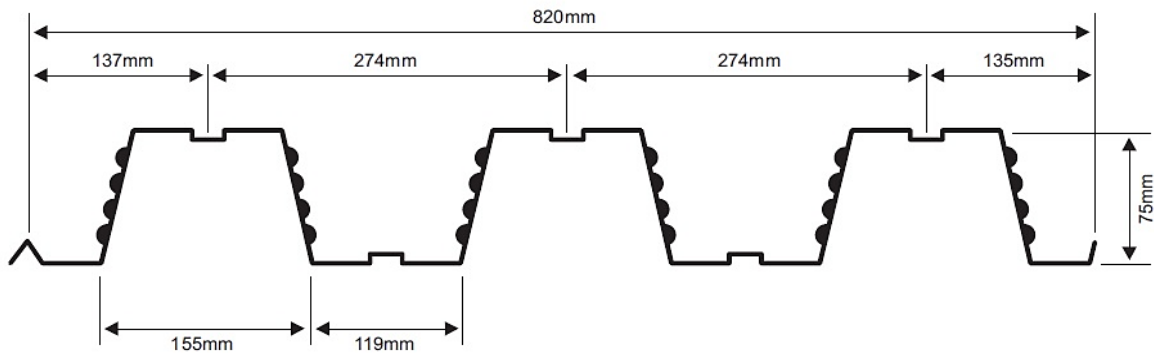
Tabela 3 – Reações máximas de apoio para a MF-75.

Espessura (mm)	Reações máximas de apoio	
	Externo (kN)	Interno (kN)
0,80	6,76	21,01
0,95	8,90	29,70
1,25	14,62	49,53

Fonte: Adaptada do catálogo da marca METFORM, 2018.

Dessa forma, a partir da verificação realizada, adotou-se a seguinte geometria para a fôrma de aço, conforme ilustrado na Figura 23.

Figura 23 – Geometria escolhida para a fôrma da série MF-75



Fonte: Catálogo da marca Metform, 2018.

4.1.2 Verificações na Fase de Construção

4.1.2.1 Combinação de ações

Na fase de construção, situação em que a fôrma de aço biapoiada resiste isoladamente aos carregamentos, verifica-se se o vão da laje na direção das nervuras pode ser utilizado sem escoramento e se as cargas atuantes nas lajes são iguais ou inferiores às máximas admissíveis pela fôrma de aço. Para tal verificação, foram utilizadas as combinações de construção, apresentadas no quadro 5, de acordo com a equação (41). Sabe-se que, pelo o que foi apresentado no item 4.1.1, será necessário utilizar espessuras de laje maiores devido aos carregamentos na fase final. No entanto, essa análise se deu após todas as verificações na fase inicial. No Quadro 5 é apresentado o peso próprio da laje ainda sem a consideração de espessuras maiores.

Quadro 5 – Combinações últimas de construção das ações atuantes nas lajes na fase de construção.

Laje	Vão (m)	Carregamentos		Coeficientes de ponderação		Fd (kN/m ²)
		Peso da laje	Sobrecarga	Permanente	Variável	
Laje 1	2,54	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55
Laje 2	2,60	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55
Laje 3	2,19	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55
Laje 4	2,39	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55
Laje 5	2,54	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55
Laje 6	2,60	2,50	1,00	1,30	1,30	4,55

Fonte: Elaborado pela autora.

Exemplo da combinação última de construção para a laje L1:

$$F_d = 1,30 \times 2,50 + 1,30 \times 1 = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

Destaca-se que a parcela $1,15 \times PP_{\text{perfil}}$ será considerada apenas nas combinações para as vigas.

Para as lajes do pavimento estudado, foi determinado o uso da fôrma de 0,80 mm de espessura, que, de acordo com a Tabela 1, para o vão de 2,20 metros, sem escoramento, suporta uma carga de 10,45 kN/m²; para o vão de 2,40 metros 8,39 kN/m²; e para o vão de 2,60 metros, 6,78 kN/m². Constatou-se, então, que todas as lajes estão de acordo com o indicado pelo fornecedor.

4.1.2.2 Estado limite de servico (ELS)

Para ELS, foram verificados os deslocamentos das lajes e comparados com os limites apresentados no item 2.4.3.1 deste trabalho, conforme apresentado no Quadro 6.

Quadro 6 – Deslocamentos das lajes na etapa de construção

Laje	PPlaje	Fd	L (cm)	Ea (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δcalc. (cm)	δmáx (cm) L/180 ou 20 mm	
1	2,550	2,550	254	20000	166,700	0,415	1,411	2,000
2	2,550	2,550	260	20000	166,700	0,046	1,444	2,000
3	2,520	2,520	219	20000	166,700	0,022	1,214	2,000
4	2,550	2,550	239	20000	166,700	0,032	1,328	2,000
5	2,550	2,550	254	20000	166,700	0,041	1,411	2,000
6	2,550	2,550	260	20000	166,700	0,046	1,444	2,000

Fonte: Elaborado pela autora.

Os cálculos realizados no Quadro 6, como também nos demais Quadros da unidade 4, serão exemplificados no apêndice B.

4.1.3 Verificações na Fase final

4.1.3.1 Levantamento dos esforços solicitantes nas lajes

Aplicadas as cargas determinadas no capítulo 3, no programa de cálculo *Ftool*, para todas as lajes, conforme mencionado anteriormente, observou-se que as reações máximas nos apoios encontradas, a partir das ações atuantes, são superiores às admitidas pelo fornecedor, para a espessura de fôrma de 0,80. Sendo assim, optou-se por utilizar espessura de 0,95 mm, para a laje L3 e de 1,25 mm, para as lajes L1, L2, L4, L5 e L6. Quanto ao peso próprio das lajes, tem-se um valor de 2,52 kN/m², para a espessura de 0,95 mm e 2,55 kN/m², para 1,25 mm. Dessa forma, os carregamentos obtidos no Quadro 4, são substituídos pelo Quadro 7, a partir dos novos pesos próprios adotados.

Quadro 7 – Resumo dos carregamentos sobre as lajes.

Laje	Carregamentos (kN/m ²)			Coeficientes de ponderação		Fd (kN/m ²)
	Permanente		Variável	Permanente	Variável	
	Peso próprio	Elementos				
Laje 1	2,55	2,84	1,50	1,40	1,50	9,79
Laje 2	2,55	2,84	2,00	1,40	1,50	10,54
Laje 3	2,52	2,84	1,50	1,40	1,50	9,75
Laje 4	2,55	1,84	3,00	1,40	1,50	10,64
Laje 5	2,55	2,84	1,50	1,40	1,50	9,79
Laje 6	2,55	2,84	2,00	1,40	1,50	10,54

Fonte: elaborado pela autora.

Após a determinação dos carregamentos, obtêm-se, para o pavimento tipo exemplo, os valores das solicitações de cada laje, apresentadas no quadro 8.

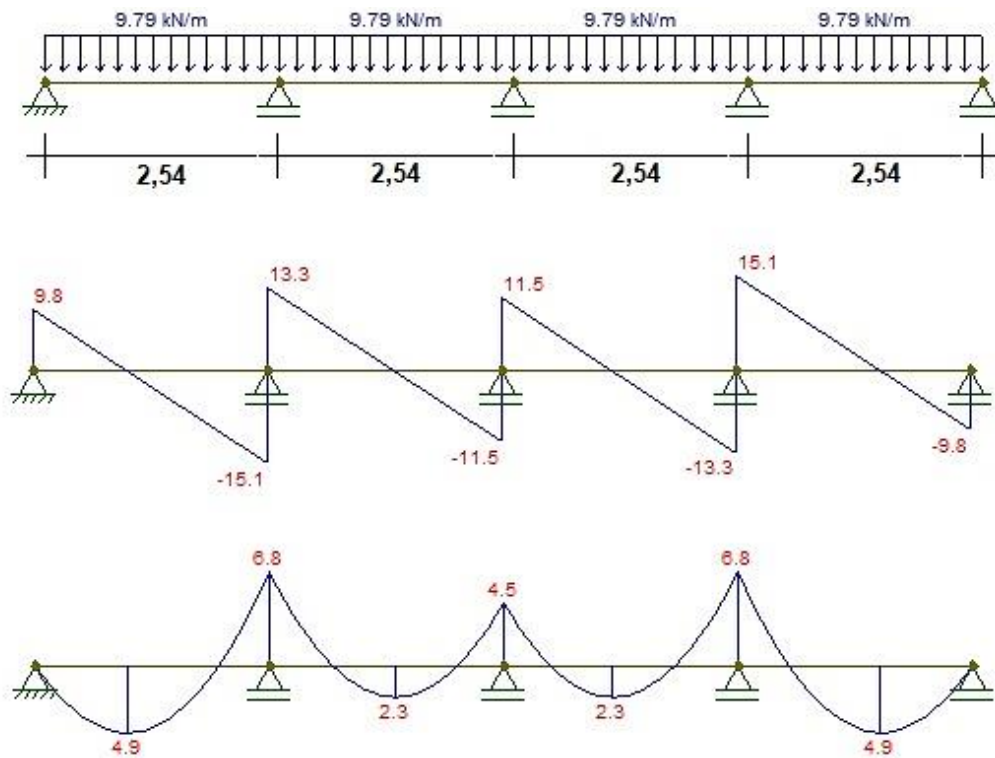
Quadro 8 – Solicitações das lajes na fase final.

Laje	Fd (kN)	M+ máx (kNm)	M- máx (kNm)	Q máx (kN)	Reações Externas	Reações Internas
1	9,79	4,90	6,80	15,10	9,80	28,40
2	10,54	5,00	8,90	17,10	10,30	34,30
3	9,75	3,30	5,80	13,30	8,00	26,60
4	10,64	4,90	6,10	15,30	10,20	28,00
5	9,79	4,90	6,80	15,10	9,80	28,40
6	10,54	5,00	8,90	17,10	10,30	34,30

Fonte: Elaborado pela autora.

Sabendo-se que as lajes foram consideradas contínuas, as reações internas apresentadas no Quadro 8 são as reações das lajes sobre as vigas secundárias, enquanto as reações externas são sobre as vigas principais. Na Figura 24 é apresentado um exemplo.

Figura 24 – Carregamentos e solicitações da laje L1 na fase final.



Fonte: Elaborada pela autora

4.1.3.2 Estado Limite Último (ELU)

Após a determinação das solicitações, iniciou-se a verificação quanto à resistência ao momento fletor, ao cisalhamento longitudinal e ao cisalhamento vertical.

No quadro 9, são apresentados os momentos fletores resistentes para as fôrmas de espessura 0,95 mm e 1,25 mm, cuja a área efetiva da fôrma, considerando-se 1,00 metro de largura, é de 13,32 cm² e 17,71 cm², respectivamente. Pode-se verificar que a altura da LNP é menor que a altura da mesa de concreto, $a < t_c$, logo, a LNP está acima da fôrma de aço. Ao se comparar os momentos solicitantes obtidos

no Quadro 8, com os momentos resistentes, verifica-se que as seções escolhidas atendem esse requisito.

Quadro 9 – Verificação ao momento fletor resistente.

Espessura (mm)	b (mm)	tc (mm)	fck (kN/cm ²)	fcd (kN/cm ²)	AF,ef (cm ²)	fy (kN/cm ²)	fyFd (kN/cm ²)	Ncf (kN)	Npa (kN)	Ncf > Npa	a (cm)	dF (cm)	MRd (kNm/m)
0,95	100	6,50	3,00	2,14	13,32	28,00	24,35	1183,93	324,31	OK	1,78	10,24	30,33
1,25	100	6,50	3,00	2,14	17,71	28,00	24,35	1183,93	431,20	OK	2,37	10,23	39,00

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a verificação ao cisalhamento longitudinal, são utilizados os coeficientes m e k , apresentados por Ferraz (1999, p. 36), obtidos por ensaios e γ_{sl} igual a 1,25. A distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (d_F) é obtida subtraindo a altura total da laje (h_F) pela posição do centro de gravidade da fôrma, fornecido pelo fabricante. Conforme apresentado por Kammers (2017) segue, no Quadro 10, a verificação quanto ao cisalhamento longitudinal. Novamente, ao se comparar as solicitações de cisalhamento obtidas no Quadro 9, com as forças de cisalhamento resistentes, verifica-se que as seções escolhidas atendem esse requisito.

Quadro 10 – Verificação ao cisalhamento longitudinal

Laje	b (mm)	AF,ef (mm ²)	Lf (mm)	m (kN/m)	k (kN/mm.m)	dF (mm)	Ls (mm)	VI,Rd (kN/m)
1	1000	1771	2540	208,63	0,039194	102,28	635	50,82
2	1000	1771	2600	208,63	0,039194	102,28	650	49,72
3	1000	1332	2185	152,14	0,001697	102,43	546,25	30,54
4	1000	1771	2390	208,63	0,039194	102,28	597,5	53,81
5	1000	1771	2540	208,63	0,039194	102,28	635	50,82
6	1000	1771	2600	208,63	0,039194	102,28	650	49,72

Fonte: Elaborado pela autora.

Para o cálculo da força cortante vertical resistente, inicialmente obteve-se o limite da força cortante (Quadro 11) relativo a 1,00 metro de largura, para a fôrma MF-75. A área resistente de concreto (A_v) é obtida conforme apresentado na Figura 15 e a largura entre duas nervuras consecutivas (b_n), que foi apresentada na Figura 23.

Quadro 11 – Limite da força cortante para a fôrma MF-75.

Fôrma	fck MPa	Av (mm ²)	bn (mm)	Vmax (kN/m)
MF-75	30	21364	274	121,71

Fonte: Elaborado pela autora.

No Quadro 12, são apresentadas as forças de cisalhamento verticais resistentes. A área da armadura longitudinal de tração (A_s) utilizada é a área da tela soldada antifissuração, Q-75, recomendada pelo fornecedor. Nesse caso, as seções também atendem esse requisito.

Quadro 12 – Verificação ao cisalhamento vertical

Espessura	τ_{Rd} (MPa)	A_s (mm ²)	Av (mm ²)	ρ	kv	bn (mm)	Vv,c,Rd (kN/m)	Vv,F,Rd (kN/m)	Vv,Rd (kN/m)	Vmax (kN/m)	Vv,Rd (kN/m)
0,950	0,362	75	21364	0,004	1,000	274	37,840	94,070	131,910	121,713	121,713
1,250	0,362	75	21364	0,004	1,000	274	37,840	58,860	96,700	121,713	96,700

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a espessura 0,95 mm:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} = 131,91$$

$$V_{v,Rd} \leq V_{máx} = 121,71 \rightarrow \text{logo } V_{v,Rd} = 121,71 \text{ kN/m}$$

4.1.3.3 Estado Limite de Serviço (ELS)

Após a verificação dos estados limites últimos, foi realizado a verificação dos estados limites de serviço. A deformação da laje mista foi calculada com o momento de inércia correspondente à seção fissurada de concreto, cálculo este que foi apresentado no item 2.2.3.3. O Quadro 13 apresenta os deslocamentos calculados para cada laje e o deslocamento máximo limite. Dessa forma, as seções escolhidas também atendem esse requisito.

Quadro 13 – Deslocamentos das lajes na fase final

Laje	PPlaje	PPe	SC	Fd	L (cm)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	δ _{calc.} (cm)	δ _{máx} (cm)	Atende?
1	2,55	2,84	1,50	5,84	254,00	20000	1139,756	0,139	0,726	OK
2	2,55	2,84	2,00	5,99	260,00	20000	1139,756	0,156	0,743	OK
3	2,52	2,84	1,50	5,81	218,50	20000	1139,756	0,076	0,624	OK
4	2,55	1,84	3,00	5,29	239,00	20000	963,129	0,1166	0,683	OK
5	2,55	2,84	1,50	5,84	254,00	20000	1139,756	0,139	0,726	OK
6	2,55	2,84	2,00	5,99	260,00	20000	1139,756	0,156	0,743	OK

Fonte: Elaborado pela autora.

Portanto, após as verificações e atendimento quanto ao ELU e ELS, apresenta-se o detalhamento das seções transversais utilizadas. Foram utilizadas uma armadura de fissuração, de tela soldada da série Q-75, com (Φ 3,8 x Φ 3,8) mm e espaçamento de (150 x 150) mm e uma armadura negativa, com Φ 8,0mm, espaçada a cada 60 cm. O consumo de concreto foi de 26,40 m³ por pavimento.

4.2 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Neste item, serão apresentadas a verificações realizadas apenas na viga VP4 (vão de 10,15 metros), por ser a viga mais crítica. O dimensionamento das demais vigas, será apresentado no apêndice A.

Para o dimensionamento da viga VP4, foram adotados os seguintes elementos, cujas as propriedades estão descritas na Tabela 3.

Tabela 4 - Propriedades dos elementos que compõem a viga mista

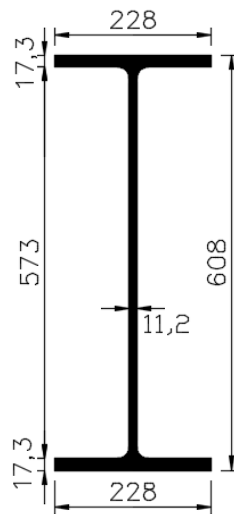
Elemento	E (kN/cm ²)	f _y (kN/cm ²)	f _{ucs} (kN/cm ²)	f _{ck} (kN/cm ²)
Perfil estrutural da Gerdau W610x113,0	20.000,0	34,5	-	-
Conector tipo pino com cabeça	20.000,0	-	41,5	-
Concreto para a laje	2683,8	-	-	3,0

Fonte: Elaborada pela autora.

4.2.1 Classificação da seção quanto à flambagem local e cálculo da largura efetiva

As dimensões da viga de aço adotada (W610x113,0) bem como suas propriedades geométricas estão apresentadas na Figura 25:

Figura 25 - Dimensões e propriedades da viga de aço



$$\text{Área} = 145,30 \text{ cm}^2$$

$$d' = 541 \text{ cm}$$

$$I_a = 88196 \text{ cm}^4$$

Fonte: Elaborada pela autora.

Quanto à classificação da seção quanto à flambagem local, verificou-se que ela é considerada como compacta, conforme apresentado a seguir.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{541}{11,2} = 48,30 < 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53 \rightarrow \text{Seção compacta}$$

Conhecendo-se a seção transversal da laje (verificada no item 4.1), calculou-se a largura efetiva b_{ef} , ou seja:

$$b_{ef} = \left(\leq \left\{ \begin{array}{l} L_e/8 \\ e_{1,esq}/2 \end{array} \right\} \right) + \left(\leq \left\{ \begin{array}{l} L_e/8 \\ e_{1,dire}/2 \end{array} \right\} \right) = \left(\leq \left\{ \begin{array}{l} 1015/8 \\ 260/2 \end{array} \right\} \right) + \left(\leq \left\{ \begin{array}{l} 1015/8 \\ 489/2 \end{array} \right\} \right) = 253,74 \text{ cm}$$

4.2.2 Verificação dos Esforços solicitantes – Fase de Construção e Final

4.2.2.1 Carregamento

Para o dimensionamento da viga VP4, deve-se considerar a contribuição das vigas VS1, VS2, VS3 e VS7, conforme ilustrado na Figura 22. Ressalta-se, também, que as vigas VS12 e VS13 se apoiam sobre a viga VS7. Dessa forma, as reações de apoio das vigas mencionadas são apresentadas no Quadro 14, tanto para a fase de construção como final.

Quadro 14 – Reações das vigas que contribuem para o carregamento da viga VP4.

Fase	Viga	Área (m ²)	Trecho	P _{perfil} kN/m	P _{laje} kN/m ²	P _{perm} kN/m ²	SC kN/m ²	q kN/m	P kN	R kN
Construção	VS1	12,42	2,54	0,22	2,55	-	1,00	11,98	-	29,30
	VS2	12,42	2,54	0,22	2,55	-	1,00	11,98	-	29,30
	VS3	12,42	2,54	0,22	2,55	-	1,00	11,98	-	29,30
	VS7	-	-	0,22	-	-	-	0,26	62,20	31,80
Final	VS1	12,42	2,54	0,22	2,55	2,84	1,50	25,14	-	61,50
	VS2	12,42	2,54	0,22	2,55	2,84	1,50	25,14	-	61,50
	VS3	12,42	2,54	0,22	2,55	2,84	1,50	25,14	-	61,50
	VS7	-	-	0,22	-	-	-	0,28	140,60	71,00

Fonte: Elaborado pela autora.

Além disso, as ações permanentes e variáveis que solicitam a VP4, como cargas uniformemente distribuídas, são apresentadas no Quadro 15. As cargas da laje de concreto, revestimento, forro, *drywall*, sobrecargas de construção e utilização são referentes a área de contribuição da Laje 2, logo multiplica-se a carga pelo comprimento dessa área contribuinte (1,30 m).

Quadro 15 – Ações solicitantes da VP4

Tipo de Ação	Fase	Especificação	Valor kN/m
Permanente	Inicial	Perfil	1,130
		Laje de concreto	$1,30 \times 2,55 = 3,32$
	Final	Revestimento, Forro, Drywall	$1,30 \times 2,84 = 3,69$
Variável	Inicial	Sobrecarga de construção	$1,30 \times 1,00 = 1,30$
	Final	Sobrecarga de utilização	$1,30 \times 2,00 = 2,60$

Fonte: Elaborado pela autora.

4.2.2.2 Combinação de ações

- *Fase de construção*

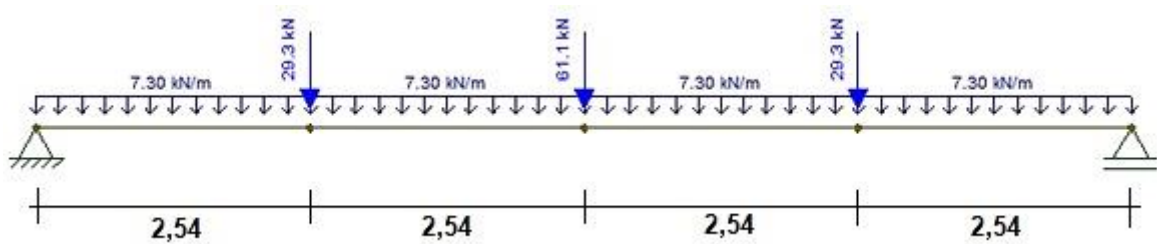
$$q_d = 1,15 \times 1,13 + 1,30 \times 3,32 + 1,30 \times 1,30 = 7,30 \text{ kN/m}$$

- *Fase final*

$$q_d = 1,25 \times 1,13 + 1,40 \times (3,32 + 3,69) + 1,50 \times 2,60 = 15,11 \text{ kN/m}$$

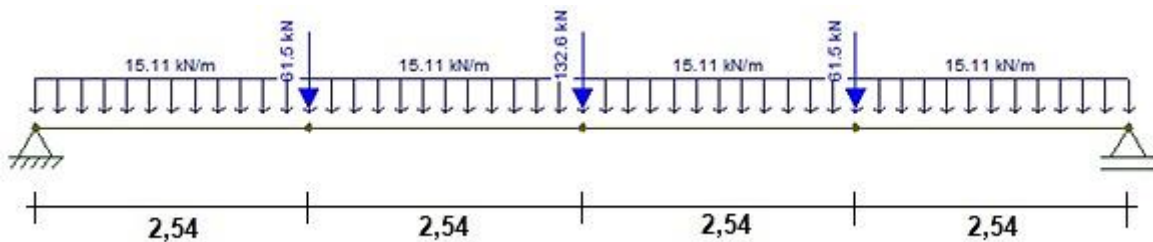
As Figuras 26 e 27 ilustram os carregamentos da viga VP4 na fase de construção e final, respectivamente.

Figura 26 – Carregamentos da VP4 na fase de construção.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 27 – Carregamentos da VP4 na fase final.



Fonte: Elaborada pela autora.

A partir do levantamento de carregamentos, obtiveram-se os esforços solicitantes máximos, tanto para a fase de construção quanto final, conforme apresentado no Quadro 16.

Quadro 16 – Solicitações da VP4

Fase	Q máx (kN)	M máx (kNm)
Construção	96,90	323,80
Final	204,50	687,00

Fonte: Elaborado pela autora.

4.2.3 Verificação dos Estados Limites Últimos (ELU)

4.2.3.1 Resistência ao momento fletor

4.2.3.1.1 Fase de construção

Como as vigas não são escoradas antes da cura do concreto, é preciso verificar o perfil de aço isoladamente nessa fase, conforme segue:

a) Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{228}{17,30} = 6,59 < 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,50}} = 9,15 \rightarrow \text{Seção Compacta}$$

$$M_{pa,Rk} = M_{pa,pl} = Z_x \times f_y = 3312,90 \times 34,50 = 114.295,05 \text{ kNcm}$$

b) Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{541}{11,20} = 48,30 < \lambda_p = 90,53 \rightarrow M_{pa,Rk} = M_{pa,pl}$$

$$M_{pa,Sd} = 32.380 \text{ kNcm} < M_{pa,Rd} = \frac{M_{pa,Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{114.295,05}{1,1} = 103.904,59 \text{ kNcm}$$

→ Atende

4.2.3.1.2 Fase final

A viga VP4 será dimensionada considerando interação total, ou seja:

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_{ef} \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 253,74 \times 6,5 = 3004,10 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 145,3 \times 31,36 = 4557,14 \text{ kN}$$

Como $T_{ad} > C_{cd}$, a linha neutra plástica (LNP) passa pelo perfil de aço. Para se obter a posição da LNP, calcula-se a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço (C_{ad}):

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2}(145,3 \times 31,36 - 3004,10) = 776,52 \text{ kN}$$

A força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço é:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 3004,10 + 776,52 = 3780,62 \text{ kN}$$

$$A_{af} \times f_{yd} = (b_f \times t_f) \times f_{yd} = 22,8 \times 1,73 \times 31,36 = 1236,96 \text{ kN}$$

Como $C_{ad} \leq A_{af} \times f_{yd}$, a LNP está na mesa superior do perfil de aço:

$$y_P = \left(\frac{C_{ad}}{A_{af} f_{yd}} \right) t_f = \left(\frac{776,52}{1236,96} \right) \times 1,73 = 1,09 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_P}{2} = \frac{1,09}{2} = 0,545 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{22,8 \times \frac{1,73^2}{2} + 54,1 \times 1,12 \times \frac{60,8}{2} + 22,8(1,73 - 1,09) \left[60,8 - 1,09 - \left(\frac{1,73 - 1,09}{2} \right) \right]}{22,8 \times 1,73 + 54,1 \times 1,12 + 22,8(1,73 - 1,09)}$$

$$= 23,93 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right)$$

$$= 776,52(60,8 - 23,93 - 0,545) + 3004,10 \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 60,8 - 23,93 \right)$$

$$= 171.262,33 \text{ kNcm}$$

$$M_{Sd} = 68.700 < M_{Rd} = 171.262,33 \rightarrow \text{atende}$$

Portanto, o perfil escolhido atende, quanto à resistência ao momento fletor, tanto na fase de construção quanto final.

4.2.3.2 Resistência ao cisalhamento

Na verificação quanto ao esforço cortante resistente da viga, considera-se apenas o perfil de aço resistindo a essa força. O parâmetro de esbeltez da alma, como calculado anteriormente é dado por:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = 48,30$$

Considerando a viga sem enrijecedores transversais, tem-se que $k_v = 5$. E, o valor máximo do parâmetro de esbeltez para que não ocorra flambagem por cisalhamento é obtido por:

$$\lambda_p = 1,1 \times \sqrt{\frac{k_v \times E_a}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\begin{aligned} \lambda = 48,30 < \lambda_p = 59,22 \rightarrow V_{Rk} = V_p = 0,60 \times A_w \times f_y = 0,60 \times (d \times t_w) \times f_y \\ = 0,60 \times 60,8 \times 1,12 \times 34,5 = 1409,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.3.2.1 Fase de construção

$$V_{vm,Sd} = 96,90 < V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{1409,59}{1,1} = 1281,45 \text{ kN} \rightarrow \text{atende}$$

4.2.3.2.2 Fase final

$$V_{vm,Sd} = 204,50 < V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{1409,59}{1,1} = 1281,45 \text{ kN} \rightarrow \text{atende}$$

Portanto o perfil adotado atende, quanto à resistência ao cisalhamento, tanto na fase de construção quanto final.

4.2.4 Verificação dos Estados limites de serviço (ELS)

Para a verificação da flecha máxima, é necessário, inicialmente, conhecer as propriedades geométricas da seção mista.

4.2.4.1 Determinação das propriedades geométricas

- Cálculo de I_{ef} para efeitos de curta duração

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20.000}{2683,8} = 7,45$$

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_E} = \frac{253,74}{7,45} = 34,06 \text{ cm}$$

A posição da LNE é dada por:

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} \times t_c \left(d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} \times t_c}$$

$$= \frac{145,3 \times \frac{60,8}{2} + 34,06 \times 6,5 \left(60,8 + 7,5 + \frac{6,5}{2} \right)}{145,3 + 34,06 \times 6,5} = 55,24 \text{ cm}$$

$$d = 60,8 > y_{tr,i} = 55,24 \rightarrow \text{LNE está no perfil de aço}$$

A altura comprimida do concreto da laje fica limitada à espessura de concreto acima da fôrma de aço (t_c):

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \rightarrow 60,8 + 7,5 + 6,5 - 55,24 = 19,56 \text{ cm} > t_c$$

$$a = t_c = 6,5 \text{ cm}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} \times a = 34,06 \times 6,5 = 221,39 \text{ cm}^2$$

Definidas as variáveis necessárias, calcula-se o momento de inércia da seção transformada:

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= I_x + A_a(y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \times a^3}{12} + A_{c,tr}(d + h_F + t_c - a/2 - y_{tr,i})^2 \\
 &= 88.196 + 145,3 \left(55,24 - \frac{60,8}{2} \right)^2 + \frac{34,06 \times 6,5^3}{12} \\
 &\quad + 221,39 \left(60,8 + 7,5 + 6,5 - \frac{6,5}{2} - 55,24 \right)^2 = 237.522,6 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_{ef} = I_x + \sqrt{\alpha}(I_{tr} - I_x) = 88.196 + \sqrt{1,0}(237.522,6 - 88.196) = 237.522,6 \text{ cm}^4$$

O módulo de resistência elástico inferior é:

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}} = \frac{237522,60}{55,24} = 4.299,83 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef,i} = W_{x,i} + \sqrt{\alpha}(W_{tr,i} - W_{x,i}) = 2.901,2 + \sqrt{1,0}(4.299,83 - 2.901,2) = 4.299,83 \text{ cm}^3$$

- Cálculo de I_{ef} para efeitos de longa duração

$$\alpha_{E,ld} = 3 \frac{E_a}{E_c} = 3 \times \frac{20.000}{2683,8} = 22,35$$

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_{E,ld}} = \frac{253,74}{22,35} = 11,35 \text{ cm}$$

A posição da LNE é dada por:

$$\begin{aligned}
 y_{tr,i} &= \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} \times t_c \left(d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} \times t_c} \\
 &= \frac{145,3 \times \frac{60,8}{2} + 11,35 \times 6,5 \left(60,8 + 7,5 + \frac{6,5}{2} \right)}{145,3 + 11,35 \times 6,5} = 44,26 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$d = 60,8 > y_{tr,i} = 44,26 \rightarrow \text{LNE está no perfil de aço}$$

A altura comprimida do concreto da laje fica limitada à espessura de concreto acima da fôrma de aço (t_c):

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \rightarrow 60,8 + 7,5 + 6,5 - 44,26 = 30,54 \text{ cm} > t_c$$

$$a = t_c = 6,5 \text{ cm}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} \times a = 11,35 \times 6,5 = 73,78 \text{ cm}^2$$

Definidas as variáveis necessárias, calcula-se o momento de inércia da seção transformada:

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= I_x + A_a(y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \times a^3}{12} + A_{c,tr}(d + h_F + t_c - a/2 - y_{tr,i})^2 \\
 &= 88.196 + 145,3 \left(44,26 - \frac{60,8}{2}\right)^2 + \frac{11,35 \times 6,5^3}{12} \\
 &\quad + 73,78 \left(60,8 + 7,5 + 6,5 - \frac{6,5}{2} - 44,26\right)^2 = 171.315 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_{ef,ld} = I_x + \sqrt{\alpha}(I_{tr} - I_x) = 88.196 + \sqrt{1,0}(171.315 - 88.196) = 171.315 \text{ cm}^4$$

O módulo de resistência elástico inferior é:

$$W_{tr,i} = \frac{I_{tr}}{y_{tr,i}} = \frac{171.315}{44,26} = 3.870,65 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef,ld} = W_{x,i} + \sqrt{\alpha}(W_{tr,i} - W_{x,i}) = 2.901,2 + \sqrt{1,0}(3.870,65 - 2.901,2) = 3.870,65 \text{ cm}^3$$

4.2.4.2 Verificação da flecha máxima

Sabendo-se que a viga mista não é escorada antes da cura de concreto, a flecha máxima é dada por:

$$\delta_{max} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,dl} + \delta_{v,cl} + \delta_{v,ld} \quad (40)$$

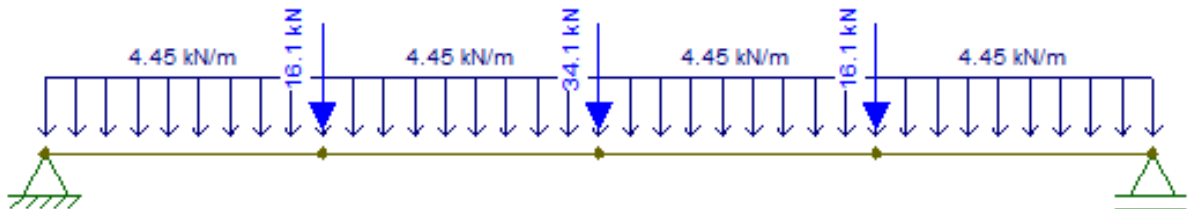
Para a verificação da flecha máxima, a seguir, serão apresentadas as cargas e a inércia utilizada, para cada parcela que contribui para a flecha máxima, assim como sua respectiva deformação.

- *Flecha do perfil de aço causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto ($\delta_{p,pa}$).*

Nesse caso, as ações permanentes consideradas foram o peso próprio do perfil de aço e o peso próprio da laje. O momento de inércia utilizado para o cálculo foi o do perfil de aço, ou seja, $I_x = 88.196 \text{ cm}^4$. As Figuras 28 e 29 apresentam,

respectivamente, as ações permanentes utilizadas antes da cura do concreto e o deslocamento causado na peça após a aplicação do carregamento.

Figura 28 – Ações permanente antes da cura do concreto



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 29 – Deformação da VP4 causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto.



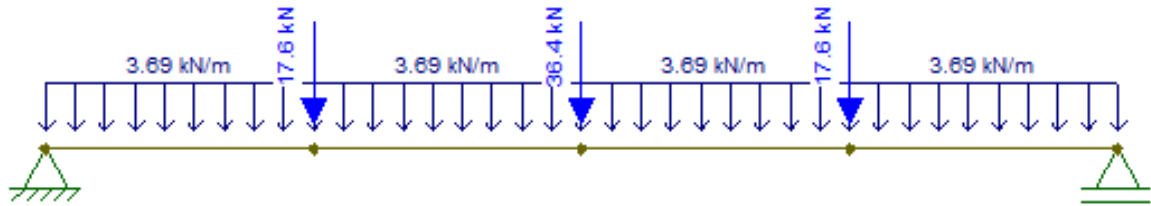
Fonte: Elaborada pela autora.

$$\delta_{p,pa} = 10,46 \text{ mm}$$

- *Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto.*

Nessa parcela, as ações permanentes consideradas foram o revestimento, o forro e paredes de *drywall*, distribuídas nas regiões de influência das vigas secundárias e da própria VP4. Para o cálculo, foi utilizado o momento de inércia efetivo da seção mista para efeitos de longa duração, ou seja, $I_{ef,ld} = 171.315 \text{ cm}^4$. As Figuras 30 e 31 apresentam, respectivamente, as ações permanentes utilizadas após a cura do concreto e o respectivo deslocamento causado na peça após a aplicação do carregamento.

Figura 30 – Ações permanentes depois da cura do concreto



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 31 – Deformação da VP4 causada pelas ações permanentes depois da cura do concreto.



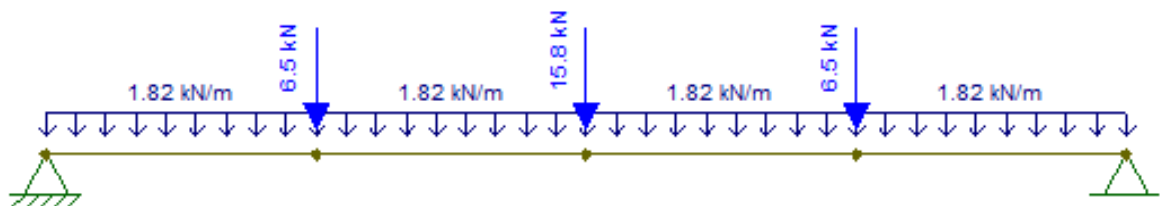
Fonte: Elaborada pela autora.

$$\delta_{p,dI} = 5,361 \text{ mm}$$

- *Flecha causada pelas ações variáveis de curta duração.*

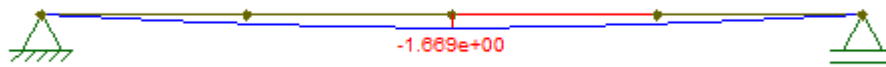
Nesse caso, ações variáveis consideradas foram de 1,50 kN/m², para a contribuição da laje L1 e 2,00 kN/m², para a laje L2, multiplicadas por $(1 - \psi_2)$. Foi utilizado o momento de inércia efetivo da seção mista $I_{ef} = 237.522,60 \text{ cm}^4$. As Figuras 32 e 33 apresentam, respectivamente, as ações variáveis de curta duração e o respectivo deslocamento causado na peça após a aplicação do carregamento.

Figura 32 – Ações variáveis de curta duração.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 33 – Deformação causada por ações variáveis de curta duração.



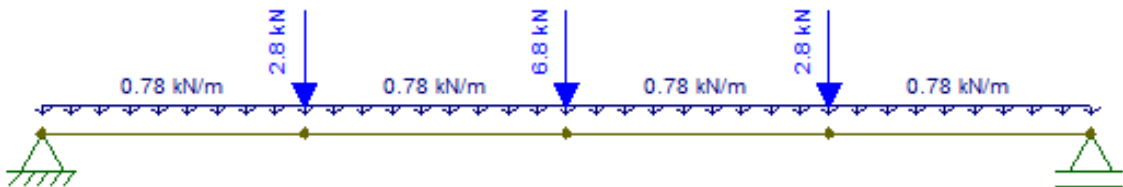
Fonte: Elaborada pela autora.

$$\delta_{v,cl} = 1,699 \text{ mm}$$

- *Flecha causada pelas ações variáveis de longa duração.*

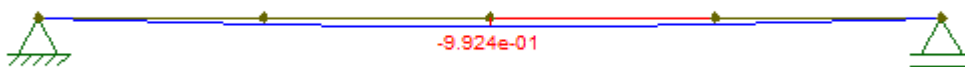
Finalmente, na última parcela, as ações variáveis consideradas são as mesmas utilizadas para calcular a flecha causada pelas ações variáveis de curta duração. No entanto, multiplica-se essas ações por ψ_2 , configurando as ações de longa duração. O momento de inércia utilizado é o efetivo da seção mista para efeitos de longa duração, isto é, $I_{ef,ld} = 171.315 \text{ cm}^4$. As Figuras 34 e 35 apresentam, respectivamente, as ações variáveis de longa duração e o respectivo deslocamento causado na peça após a aplicação do carregamento.

Figura 34 – Ações variáveis de longa duração.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 35 – Deformação causada por ações variáveis de longa duração.



Fonte: Elaborada pela autora.

$$\delta_{v,ld} = 0,992 \text{ mm}$$

- *Flecha total*

Portanto, somando-se todas essas parcelas, obtém-se a flecha total igual a:

$$\begin{aligned}\delta_{max} &= \delta_{p,pa} + \delta_{p,dl} + \delta_{v,cl} + \delta_{v,ld} = 10,460 + 5,361 + 1,699 + 0,992 = 18,512 \text{ mm} \\ &= 1,85 \text{ cm}\end{aligned}$$

De posse da flecha máxima total, é necessário comparar com a flecha máxima admissível, ou seja:

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{350} = \frac{1015}{350} = 2,9 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 1,85 \text{ cm} < \delta_{adm} = 2,9 \text{ cm} \rightarrow \text{atende}$$

Portanto, a seção adotada também atende quanto a esse requisito.

4.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

4.3.1 Definição do número de conectores

Serão utilizados conectores do tipo pino com cabeça com diâmetro de 19 mm.

$F_{hd} = 3004,10 \text{ kN}$, como calculado no item 4.2.3.1

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,5 \times A_{cs} \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,5 \times 2,84 \sqrt{3,0 \times 2683,8}}{1,25} = 101,93 \text{ kN} \\ \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} \times f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \frac{F_{hd}}{Q_{Rd}} = 1,0 \times \frac{3004,10}{70,72} = 42,48$$

Logo, 43 conectores devem ser posicionados entre cada apoio e a seção de momento máximo, que no caso é a seção central.

O comprimento do trecho da seção central até o apoio é de 5075 mm. Distribuindo os 43 conectores nesse comprimento, obtém-se um espaçamento de 118 mm entre cada conector, dispostos em uma linha longitudinal.

$$\text{Espaçamento máx.} = 915 \text{ mm} > 118 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende}$$

$$\text{Espaçamento mín. ao longo do vão} = 6 \times \phi = 6 \times 19 \text{ mm} = 114 \text{ mm} < 118 \text{ mm}$$

4.3.2 Definição da altura do conector

Na Tabela 1, é apresentado que a projeção mínima dos conectores acima do topo da fôrma deve ser de 40 mm, logo tem-se que:

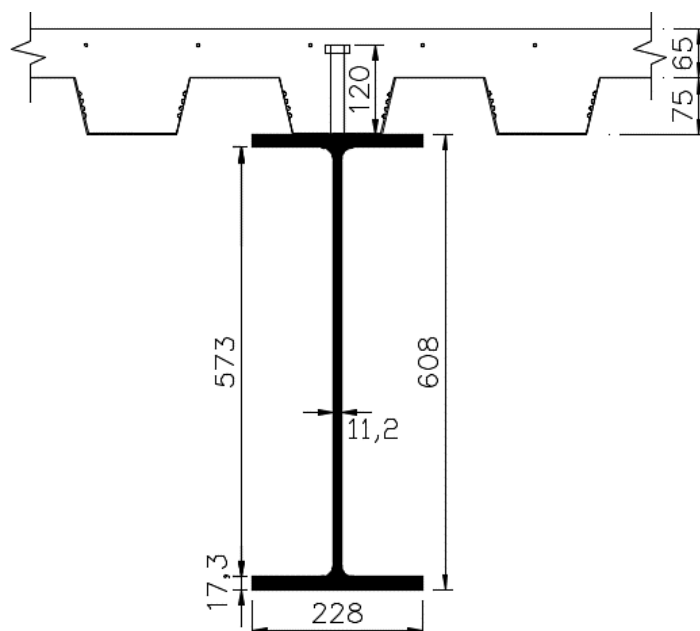
$$h_{cs} - 5 \text{ mm} - h_F \geq 40 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 40 + 5 + 75 = 120 \text{ mm}$$

Portanto, será adotado a altura de 120 mm, conforme os comprimentos normalmente encontrados no mercado brasileiro.

4.4 DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL UTILIZADA

Após a verificação quanto ao ELU e ELS, para a laje mista e viga mista VP4, são apresentados o detalhamento e dimensões da seção transversal escolhida, conforme Figura 36.

Figura 36 – Detalhamento e dimensões adotadas para a seção transversal escolhida.



Fonte: Elaborada pela autora.

5 CONCLUSÃO

O uso de estruturas mistas na construção civil, tem se intensificado cada vez mais, visto que conseguem aproveitar com mais eficácia a vantagem de cada material estrutural em uma mesma obra, com soluções alternativas para projetos diversos.

Dessa forma, o presente estudo teve como objetivos apresentar o dimensionamento de um pavimento tipo em estrutura mista, bem como apresentar as características de cada elemento estrutural que compõe o sistema. Dessa forma, foi possível, a partir de um estudo de caso, dimensionar os elementos do pavimento tipo, como vigas mistas e lajes mistas, a partir da verificação dos requisitos estabelecidos na ABNT NBR 8800 (2008). Portanto, pode-se concluir que:

- Em relação às vigas mistas, foi possível observar na viga VP4, considerada a mais crítica, que para o maior vão, de 10,15 m, utilizou-se perfis com altura de 61,00 cm, o que resulta numa relação entre a altura da viga e o vão em 6%. Isso mostra que, para vencer grandes vãos, vigas mistas são mais eficientes do que vigas de concreto armado, visto que essa relação é bem inferior às relações encontradas em vigas de concreto armado.
- Em relação às lajes mistas, observou-se que a utilização de fôrmas de aço colaborante nas lajes permitiu que o uso de escoramento fosse dispensado. Esse fator, além de contribuir para a limpeza e organização do canteiro de obra, permite reduzir o tempo de ciclo por pavimento, tornando a construção mais rápida e eficiente.
- As seções escolhidas para as lajes e vigas mistas mostraram-se adequadas e atenderam os critérios normativos referentes aos estados limites últimos e de serviço, preconizados na ABNT NBR 8800 (2008), tanto para a fase de construção quanto para a fase final.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto.** 2000. 296 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ALVA, G. M. S.; MALITE, M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/cadernos_det.php%3Fnro=25.html>. Acesso em: 15 abr. 2018.
- ARCELORMITTAL PERFILOR. **Polydeck 59S: O Steel Deck da ArcelorMittal.** 12ª ed. São Paulo, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 18 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762:** Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 87 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16421:** Telha-fôrma de aço colaborante para laje mista de aço e concreto – Requisitos e ensaios. Rio de Janeiro, 2015. 10 p.
- BAIÃO FILHO, O. T. **Estudo comparativo de respostas estruturais antes da cura do concreto de fôrmas metálicas incorporadas às lajes.** 2003. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.
- BRENDOLAN, G. **Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes com fôrma de aço incorporada.** 2007. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- CABRAL, S. V. DE S.; MARTINS, R. DE L. T.; BRAGA, B. H. G. Concepção de estruturas híbridas e mistas: Estudo de casos. In: Construmetal - Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 7., 2016, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABCEM, 2016. p. 793-818. v. 2. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/downloads/Anais-do-7-Construmetal2016-EBook-v2.pdf>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

CARINI, M. R. **Estruturas mistas de aço e concreto: Projeto de edifício Comercial**. 2014. 158 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2014.

CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Publicações | Cenário dos Fabricantes de Telhas de Aço e Steel Deck**. Rio de Janeiro, 2016. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-perfil-de-fabricantes.php>>. Acesso em: 04 jun. 2018.

CICHINELLI, G. **Lajes em steel deck**. 2014. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-detalhes.php?cod=6415>>. Acesso em: 05 abr. 2018.

DELIBERATO, C. **Diretrizes para o projeto e execução de lajes mistas de concreto e chapas metálicas trapezoidais**. 2006. 134 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2006.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. **Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: Dispositivos Mecânicos**. In: Construmetal - Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 3., 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABCEM, 2008. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/2008/contribuicoes2.php>>. Acesso em: 25 jul. 2018.

FABRIZZI, M. DE A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. 2007. 233 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 496 p.

FERRAZ, C. B. **Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas**. 1999. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1999.

FONSECA, F. T. **Dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto conforme a ABNT NBR 8800:2008**. 2015. 173 p. Monografia (Especialização em Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2015.

GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau: Tabela de bitolas**. São Paulo, 2017. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/catalogos-e-manuais#k=#s=41>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

GOMES, L. C. **Estudo do sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada empregando concreto estrutural leve**. 2001. 165 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

GUIMARAES, S. R. M. **Aplicação de lajes Steel Deck em edifícios de múltiplos andares**. 2016. 70 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

KAMMERS, M. **Estruturas mistas de aço e concreto**: Comparação entre lajes maciças e *Steel Deck*. 2017. 103 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2017.

LEMOS, P. P. **Sistema de lajes mistas Steel Deck**: Análise comparativa com o sistema de lajes zero em concreto armado. 2013. 94 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2013.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. 1990. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MARASCHIN, M. **Projeto estrutural de edifício comercial multipavimentos**: Elaboração empregando aço. 2014. 203 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2014.

MARINGONI, H. M. **Princípios de arquitetura em aço**. 3ª. ed. São Paulo: Gerdau, 2011. 74 p. v. 4. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/catalogos-e-manuais#k=#s=41>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

METFORM. **Steel Deck: A solução definitiva em lajes**. Betim, 2018. Disponível em: <http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2015/05/steel_deck_metform.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2018.

MÜLLER, M. B. **Vigas mistas aço-concreto**: Comparação com vigas simples em um estudo de caso. 2015. 93 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2015.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: Dimensionamento Prático. 8ª. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016. 357 p.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012a. 68 p. v. 1. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

QUEIROZ, G; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012b. 75 p. v. 2. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/>>. Acesso em: 05 mar. 2018.

SARTORI, T. A. B. **Análise comparativa de custos para a execução de uma laje Steel Deck**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

SAÚDE, J. RAIMUNDO, D. **Lajes mistas**: aspectos construtivos e respectivas recomendações do Eurocódigo 4. 2011. Disponível em: <http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=970>. Acesso em: 05 mar. 2018.

SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada**. 2015. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

SILVA, R. **Projeto de produção para construção metálica aplicado em lajes mistas *Steel Deck***. In: Construmetal - Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 4., 2010, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABCEM, 2010. Disponível em: <<http://www.abcem.org.br/construmetal/2010/contribuicoes-tecnicas.php>>. Acesso em: 04 jun. 2018.

VASCONCELLOS, A. L. **Caracterização das construções mistas aço/concreto**. Revista Construção Metálica. 73^a. ed. São Paulo: ABCEM, 2006. Disponível em: <http://www.metlica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=973>. Acesso em: 22 mai. 2018.

APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS MISTAS

Quadro 17 – Verificação ao Momento Fletor na fase de construção – Vigas secundárias

VIGA	d' (mm)	tw (mm)	λ	λ_p	Seção	bef (cm)	vão (cm)	bf (mm)	tf (mm)	λ	λ_p	Zx (cm ³)	Mpa,pl (kNcm)	Mpa, Rd (kNcm)	Mpa, Sd	Atende?
w250	VS 1	220	5,8	37,93	Compacta	122,3	489	102	6,9	7,39	9,15	267,7	9235,65	8396,05	3580	OK
	VS 2															
	VS 3															
	VS 4															
	VS 5															
	VS 6															
w250	VS 7	220	5,8	37,93	Compacta	130	520	102	6,9	7,39	9,15	267,7	9235,65	8396,05	8180	OK
	VS 10															
w150	VS 8	119	5,8	20,52	Compacta	52,25	209	102	7,1	7,18	9,15	139,4	4809,30	4372,09	610	OK
	VS 9															
w360	VS11	308	6,5	47,38	Compacta	179,5	718	128	10,7	5,98	9,15	667,7	23035,65	20941,50	6730	OK
w250	VS 12	220	5,8	37,93	Compacta	127	508	102	6,9	7,39	9,15	267,7	9235,65	8396,05	3950	OK
	VS 13															
	VS 14															
	VS 15															

Quadro 18 – Verificação ao Momento Fletor na fase final – Vigas secundárias

VIGA	Ccd (kN)	Área (cm ²)	Tad (kN)	Posição LNP	a (cm)	tc (cm)	a <= tc	d1 (cm)	M, Rd (kNcm)	M, Sd (kNcm)		
w250	VS 1	1445,42	28,9	906,30	na Laje	4,08	6,5	OK	12,7	22351,45	7510	
	VS 2											
	VS 3											
	VS 4											
	VS 5											
	VS 6											
w250	VS 7	1445,42	28,9	906,30	na Laje	3,83	6,5	OK	12,7	22461,55	18370	
	VS 10											
w360	VS11	2122,32	50,2	1574,27	na Laje	4,82	6,5	OK	17,65	46030,53	14040	
w250	VS 12	1501,58	28,9	906,30	na Laje	3,92	6,5	OK	12,7	22420,52	8930	
	VS 13											
	VS 14											
	VS 15											
VIGA	Ccd (kN)	Área (cm ²)	Tad (kN)	Posição LNP	Cad (kN)	Aaf x fyd	yp (cm)	yc (cm)	yt (cm)	M, Rd (kNcm)	M, Sd (kNcm)	
w150	VS 8	617,78	23,4	733,82	no Perfil	58,02	227,11	0,18	0,09	6,94	12285,55	1400
	VS 9											

Quadro 19 – Verificação ao Cisalhamento das vigas mistas para as fases de construção e final.

VIGA		d' (mm)	tw (mm)	λ	λ_p	Seção	Aw (cm ²)	Vp (kN)	V,Rd	V,Sd Construção	V,Sd Final	Atende?
w610	VP 1	541	11,2	48,30	90,53	Compacta	68,10	1409,59	1281,44	117,20	50,60	OK
	VP 3											
w460	VP 2	404	8,0	50,50	90,53	Compacta	36,40	753,48	684,98	53,50	20,40	OK
w610	VP 4	541	11,2	48,30	90,53	Compacta	68,10	1409,59	1281,44	204,50	96,90	OK
	VP 6											
w460	VP 5	404	8,0	50,50	90,53	Compacta	36,40	753,48	684,98	80,40	32,20	OK
w610	VP 7	541	11,2	48,30	90,53	Compacta	68,10	1409,59	1281,44	129,90	52,90	OK
	VP 8											
w360	VP 9	308	6,5	47,38	90,53	Compacta	22,95	474,96	431,78	40,10	15,40	OK
	VP 12											
w460	VP 10	404	8,0	50,50	90,53	Compacta	36,40	753,48	684,98	115,10	51,00	OK
	VP 11											
w360	VP 13	308	6,5	47,38	90,53	Compacta	22,95	474,96	431,78	45,60	16,70	OK
	VP 16											
w250	VP 14	220	5,8	37,93	90,53	Compacta	14,73	304,95	277,23	17,20	6,20	OK
	VP 15											
w250	VS 1	220	5,8	37,931	90,53	Compacta	14,73	304,95	277,23	61,47	29,3	OK
	VS 2											
	VS 3											
	VS 4											
	VS 5											
w250	VS 7	220	5,8	37,931	90,53	Compacta	14,73	304,95	277,23	71,04	31,8	OK
	VS 10											
w150	VS 8	119	5,8	20,5172	90,53	Compacta	8,87	183,69	166,99	26,87	11,8	OK
	VS 9											
w360	VS 11	308	6,5	47,3846	90,53	Compacta	22,95	474,96	431,78	78,19	37,5	OK
w250	VS 12	220	5,8	37,931	90,53	Compacta	14,73	304,95	277,23	70,31	31,14	OK
	VS 13											
	VS 14											
	VS 15											

Quadro 21 – Deslocamentos máximos das vigas mistas

VIGA		$\delta_{p,pa}$ (mm)	$\delta_{p,dl}$ (mm)	$\delta_{v,cl}$ (mm)	$\delta_{v,ld}$ (mm)	δ_{max} (mm)	δ_{adm} (mm)	Contra flecha
w610	VP 1	5,71	3,23	8,5	3,67	21,11	29,00	
	VP 3							
w460	VP 2	2,26	1,09	0,279	0,177	3,806	20,51	
w610	VP 4	1,046	5,361	1,699	9,924	18,03	29,00	
	VP 6							
w460	VP 5	3,95	1,38	0,651	0,388	6,369	20,51	
w610	VP 7	5,73	3,16	1,15	4,91	14,95	29,00	
	VP 8							
w360	VP 9	1,31	0,62	0,152	0,099	2,181	13,97	
	VP 12							
w460	VP 10	1,73	0,84	0,216	0,134	2,92	13,97	
	VP 11							
w360	VP 13	2,65	1,26	0,411	0,266	4,587	14,86	
	VP16							
w250	VP 14	4,34	0,323	0,244	0,16	5,067	5,97	
	VP 15							
w250	VS 1	8,49	2,26	0,629	0,359	11,738	13,97	
	VS 2							
	VS 3							
	VS 4							
	VS 5							
	VS6							
w250	VS 7	17,7	4,53	1,69	0,953	24,873	14,86	Contra flecha 15 mm
	VS 10							
w150	VS 8	0,833	0,133	0,1	0,065	1,131	5,97	
	VS 9							
w360	VS11	9,9	3,46	0,956	0,55	14,866	20,51	
w250	VS 12	10,1	2,005	1,26	0,424	13,789	14,51	
	VS 13							
	VS 14							
	VS 15							

APÊNDICE B – Exemplo de cálculos para as lajes mistas.

- Exemplo do Quadro 6:

$$\delta_{calc.} = \frac{5 \times F_d \times l^4}{384 \times E_a \times I_a} = \frac{5 \times 0,0255 \times 254^4}{384 \times 20000 \times 166,7} = 0,415 \text{ cm}$$

Onde:

E_a é o módulo de elasticidade do aço, igual a 20.000 kN/cm²

I_a é o momento de inércia da fôrma de aço, fornecido pelo fabricante, igual a 166,7 cm².

- Exemplo do Quadro 7:

Combinação da Laje L1 para a fase final:

$$\begin{aligned} F_d &= 1,40 \times (PP_{laje} + PP_{elementos}) + 1,50 \times SC \\ &= 1,40 \times (2,55 + 2,84) + 1,50 \times 1,50 = 9,79 \end{aligned}$$

- Exemplo do Quadro 9:

Verificação ao momento fletor resistente para a laje de espessura de 0,95 mm:

$$N_{cf} = 0,85 \times b \times t_c \times f_{cd} = 0,85 \times 100 \times 6,5 \times 2,143 = 1183,93 \text{ kN}$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} \times f_{yFd} = 13,32 \times 24,35 = 324,31 \text{ kN}$$

$N_{cf} > N_{pa} \rightarrow$ LNP acima da fôrma de aço

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{324,31}{0,85 \times 2,143 \times 100} = 1,78 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = A_{F,ef} f_{yFd} (d_F - 0,5a) = 13,32 \times 24,35 \times (10,24 - 0,5 \times 1,78) = 30,33 \text{ kNm/m}$$

Onde:

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, fornecida pelo fabricante.

- Exemplo do Quadro 10:

Verificação ao cisalhamento longitudinal para a laje L1:

$$L_s = \frac{L_F}{4} = \frac{2540}{4} = 635 \text{ mm}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_F \left[\left(\frac{mA_{F,ef}}{bL_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} = \frac{1000 \times 102,28 \times \left[\left(\frac{208,63 \times 1771}{1000 \times 635} \right) + 0,039194 \right]}{1,25 \times 1000}$$

$$= 50,82 \text{ kN/m}$$

Onde:

m e k são constantes obtidas por meio de ensaios. Foram utilizadas as constantes apresentadas por Ferraz (1999, p. 36).

- Exemplo do Quadro 11:

Limite da força cortante para a fôrma MF-75:

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} \times A_v}{b_n} = \frac{1000 \times 0,285 \times (30)^{1/2} \times 21364}{274 \times 1000} = 121,71 \text{ kN}$$

Onde:

A_v é obtido através da seção da laje mista, de acordo com a Figura 15.

b_n é obtido na Figura 23.

- Exemplo do Quadro 12:

Verificação ao cisalhamento vertical para a laje de espessura de 0,95 mm:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{0,21 \times (30)^{2/3}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa}$$

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \times \tau_{Rd} \times k_v (1,2 + 40\rho) \times A_v}{b_n}$$

$$= \frac{1000 \times 0,362 \times 1 \times (1,2 + 40 \times 0,0035) \times 21364}{274 \times 1000} = 37,84 \text{ kN}$$

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} = 94,07 + 37,84 = 131,91$$

$$V_{v,Rd} \leq V_{m\acute{a}x} \rightarrow V_{v,Rd} = 121,71 \text{ kN}$$

- Exemplo do Quadro 13:

Cálculo de α_E para a laje de espessura de 0,95 mm:

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20.000}{2683,8} = 7,45$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{100}{7,45} = 13,42 \text{ cm}$$

$$a = \frac{-A_{f,ef} + \sqrt{A_{f,ef}^2 + 2 \times b_{tr} \times A_{f,ef} \times d_F}}{b_{tr}}$$

$$= \frac{-13,32 + \sqrt{13,32^2 + 2 \times 13,42 \times 13,32 \times 10,24}}{13,42} = 3,62 \text{ cm}$$

$$y_0 = d_F - a = 10,24 - 3,62 = 6,62 \text{ cm}$$

	A_i (cm²)	y_i (cm)	A_i x y_i	A_i x y_i²	I₀ (cm⁴)
Concreto	a x b _{tr}	d _F - (a/2)			$\frac{b_{tr} \times a^3}{12}$
	3,62 x 13,42	10,24 - (3,62/2)	410,07	3457,15	12
	48,64	8,43			53,26
Forma	13,32	0	0	0	166,67
Σ	61,96	8,43	410,07	3457,15	219,93

$$I_{ef} = \sum A_i \times y_i^2 + \sum I_0 - \sum A_i \times y_0^2 = 3457,15 + 219,93 - 61,96 \times 6,62^2$$

$$= 963,13 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{max} = 5 \times \frac{0,0529 \times 239^4}{384 \times 20000 \times 963,13} = 0,116 \text{ cm}$$